

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



***Estudio Comparativo entre diseño de Concreto Armado y
Albañilería confinada para edificaciones comerciales de 2 a 3
niveles en la ciudad de Piura***

Tesis para optar el título de Ingeniería Civil, que la presenta el bachiller:

MEZONES LOPEZ RONNY ALEXANDER

ASESOR: ING. CARLOS SILVA CASTILLO

PIURA, PERU

OCTUBRE DEL 2018

***TESIS PARA OPTAR
EL TÍTULO DE INGENIERÍA CIVIL***

**"ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERIA
CONFINADA PARA EDIFICACIONES COMERCIALES DE 2 A 3 NIVELES EN LA CIUDAD DE
PIURA"**


DECLARACION JURADA DE ORIGINALIDAD DE TESIS

Yo: Mezones López, Ronny Alexander identificado
con DNI N° 72229175, Bachiller de la Facultad de Ingeniería Civil y
domiciliado en Mz B12 Lote4- Tápala del distrito de Castilla, provincia de
Piura, departamento de Piura, con celular 943394365 y correo electrónico:
ronny_1693@hotmail.com

DECLARO BAJO JURAMENTO: que la tesis que presento es original e inédita,
no siendo copia parcial ni total de una tesis desarrollada, y/o realiza en el
Perú o en el extranjero, en caso contrario de resultar falsa la información
que proporciono, me sujeto a los alcances de lo establecido en el Art.
N°411, del código Penal concordante con el Art. N°32 de la ley N°27444 y
Ley del Procedimiento Administrativo General y las Normas Legales de
Protección a los Derechos de Autor.

En fe de lo cual firmo la presente:

Piura 19 de Octubre del 2018


.....
DNI N° 72229175

ARTICULO N°411: El que, en un procedimiento administrativo, hace una falsa declaración en relación con hechos o circunstancias que le corresponde probar, violando la presunción de veracidad establecida por Ley, será reprimido con pena privativa de la libertad no menor de uno ni mayor de cuatro años.

ART. N°04, Inciso 4.12 del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales- RENATI Resolución de Consejo Directivo N°033-2016-SUNEDU/CD.

**"ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERIA
CONFINADA PARA EDIFICACIONES COMERCIALES DE 2 A 3 NIVELES EN LA CIUDAD DE
PIURA"**

HOJA DE REGISTRO DE FIRMAS

Tesis presentada como requisito para optar el título de Ingeniero Civil

**"ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERIA
CONFINADA PARA EDIFICACIONES COMERCIALES DE 2 A 3 NIVELES EN LA CIUDAD DE
PIURA"**



ING. CARMEN CHILON MUÑOZ M.Sc.

Presidente



ING. JULIAN DIENSTMAIER LEON

Secretario



ING. ANTONIO TIMANA FIESTAS M.Sc.

Vocal



RONNY ALEXANDER MEZONES LOPEZ

Tesista



ING. CARLOS SILVA CASTILLO

Asesor



UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
Facultad de Ingeniería Civil
DECANATO

ACTA DE SUSTENTACION DE TESIS

Los Miembros del Jurado Calificador, que suscriben, reunidos para estudiar el Trabajo de Tesis, presentado por el ex alumno de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Piura.

BACH. MEZONES LOPEZ RONNY ALEXANDER

TESIS TITULADA

"ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERIA CONFINADA PARA EDIFICACIONES COMERCIALES DE 2 A 3 NIVELES EN LA CIUDAD DE PIURA"

Oídas las observaciones y las respuestas a las preguntas, lo declaran

Aprobado con el calificativo de *Regular*

En consecuencia, queda en condiciones de ser calificado:

Apto

Por el Consejo de Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Piura, y recibir el **título de INGENIERO CIVIL**, de conformidad con lo estipulado en el Art. 176 del Estatuto General de la Universidad Nacional de Piura.

PIURA, 09 DE OCTUBRE DE 2018.

ING. CARMEN CHILON MUÑOZ M.Sc.
PRESIDENTE

ING. JULIAN FEDERICO DIENSTMAIER LEON
SECRETARIO

ING. ANTONIO TIMANA FIESTAS M.Sc.
VOCAL

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero agradecer a mi profesor guía, Carlos Silva Castillo, por su confianza en mí para desarrollar este trabajo, por entregarme conocimientos, y por su disposición para resolver las dudas que se me fueron presentando durante el desarrollo del trabajo.

También agradezco a los profesores del jurado, Carmen Chillón Muñoz, Antonio Timana Fiestas y Julián Diestmeiher León, por facilitarme su ayuda y conocimientos.

También quiero agradecer a mis amigas, amigos y compañeros de Universidad, quienes estuvieron siempre preocupados de mis avances en este proyecto de tesis. Gracias por su apoyo, su ánimo, y por hacer que este período de estrés tuviera momentos muy entretenidos y relajantes.

Por último, un agradecimiento para las personas más importantes para mí: mi familia. Gracias a mi papá, a mi mamá y a mis hermanos por su confianza, cariño y apoyo en los momentos más difíciles. Gracias a toda mi familia, siempre incondicionales.

Muchas gracias a todos los que hicieron que esto fuera posible.

RESUMEN

Existe la idea de que un edificio estructurado en base a muros de albañilería presenta un mejor comportamiento frente a un sismo y es más económico que un edificio estructurado en base a pórticos de concreto armado. Es por esto que el objetivo general del presente Trabajo de Título es comparar en cuanto a vulnerabilidad sísmica y costo, **Edificios estructurados de Concreto Armado y Muros de Albañilería Confinada**, con el fin de determinar qué tipo de estructuración resulta más conveniente y cuantificar las diferencias entre una u otra.

Se analizaron en total dos edificios, uno estructurados en base a Muros de Albañilería Confinada y el otro en base a Concreto Armado. Estos dos edificios se encuentran emplazados en la Zona Sísmica 4 en un suelo de fundación Tipo S3, y poseen como característica común el tener una superficie similar, diferenciándose además del tipo de estructuración, distribución de elementos estructurales y en la calidad del concreto.

Entre los dos edificios se estableció una comparación de resultados del análisis sísmico en cuanto a períodos de vibración, cortes y deformaciones.

En tanto, para el estudio de los costos de obra se realizó una Medición de concreto, acero y encofrado para cada edificio, lo que permitió obtener cuantías y valores de costos totales de obra.

Con respecto al análisis de costos obra se obtuvo que el costo total del edificio de muros de albañilería es menor al del costo total del edificio de concreto.

Dicho esto, se deduce que la estructuración de muros de albañilería es más conveniente que la estructuración de concreto, en el ámbito de comportamiento frente a un sismo porque presenta menor vulnerabilidad, aunque la ventaja del edificio de concreto es el mejor aprovechamiento del área en planta para su uso.

Palabras Claves: Edificio, Albañilería Confinada, Concreto Armado, Vulnerabilidad, Comparación, Costo

ABSTRACT

There is the idea that a building structured on the basis of masonry walls presents a better behavior against an earthquake and is more economical than a building structured on the basis of reinforced concrete porticos. That is why the general objective of this Title Work is to compare in terms of seismic vulnerability and cost, structured buildings of reinforced concrete and confined masonry walls, in order to determine what type of structuring is more convenient and quantify the differences between one or another.

A total of two buildings were analyzed, one structured on the basis of confined masonry walls and the other on the basis of reinforced concrete. These two buildings are located in the Seismic Zone 4 in a foundation soil type S3, and have as a common feature to have a similar surface, differentiating in addition to the type of structuring, distribution of structural elements and the quality of the concrete.

Between the two buildings, a comparison of the results of the seismic analysis was established in terms of periods of vibration, cuts and deformations.

Meanwhile, for the study of the construction costs, a concrete, steel and shuttering was performed for each building, which allowed to obtain quantities and values of total costs of work.

With respect to the analysis of work costs, it was obtained that the total cost of the building of masonry walls is lower than the total cost of the concrete building.

That said, it follows that the structuring of masonry walls is more convenient than the structuring of concrete, in the field of behavior against an earthquake because it presents less vulnerability, although the advantage of the concrete building is the best use of the area in plant for its use.

Key Words: Building, Confined Masonry, Reinforced Concrete, Vulnerability, Comparison, Cost

1. CONTENIDO

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.

- 1.1 Introducción
- 1.2 Objetivos

CAPÍTULO 2: CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DE LOS EDIFICIOS

- 2.1 Parámetros normativos de los edificios
 - 2.1.1 Clasificación de edificio
 - 2.1.2 Tipo de suelo de fundación
 - 2.1.3 Zonificación sísmica
 - 2.1.4 Sistemas estructurales
- 2.2 Tipo de Edificio: Albañilería**
 - 2.2.1 Arquitectura del proyecto
 - 2.2.2 Material utilizado
 - 2.2.3 Estructuración general
 - 2.2.4 Predimensionamiento de elementos del edificio
 - 2.2.4.1 Predimensionamiento de muros de Albañilería
 - 2.2.4.2 Predimensionamiento de vigas
 - 2.2.4.3 Predimensionamiento de losas
 - 2.2.4.4 Predimensionamiento de columnas
- 2.3 Tipo de edificio: Concreto Armado**
 - 2.3.1 Arquitectura del proyecto
 - 2.3.2 Materiales utilizados
 - 2.3.3 Estructuración general
 - 2.3.4 Predimensionamiento de los elementos del edificio
 - 2.3.4.1 Predimensionamiento de vigas
 - 2.3.4.2 Predimensionamiento de losas
 - 2.3.4.3 Predimensionamiento de columnas

CAPÍTULO 3: RESULTADOS COMPARATIVOS DEL ANALISIS SISMICO SEGÚN NTP E030

- 3.1 Introducción
- 3.2 Disposiciones generales sobre diseño y método de análisis
 - 3.2.1 Principios e hipótesis de diseño sismoresistente
 - 3.2.2 Estados de carga estática
 - 3.2.3 Estados de carga dinámica
 - 3.2.4 Combinaciones de cargas
 - 3.2.5 Peso sísmico de la estructura
 - 3.2.6 Análisis por torsión accidental
- 3.3 Resultados del análisis dinámico
 - 3.3.1 Periodos fundamentales y masas efectivas
- 3.4 Indicadores de rigidez
 - 3.4.1 Cociente altura total/ periodo modo traslacional
 - 3.4.2 Efecto P -delta
 - 3.4.3 Derivas máximas de entrepiso
 - 3.4.4 Cortantes por nivel
 - 3.4.5 Peso de edificación por niveles
 - 3.4.6 Estabilidad del edificio
 - 3.4.7 Juntas de separación
- 3.5 Conclusiones y comentarios

CAPÍTULO 4: Diseño estructural de edificios

4.1 Diseño de edificio de albañilería

- 4.1.1 Diseño de Muros de Albañilería
 - 4.1.1.1 Verificaciones para el diseño
 - 4.1.1.2 Fuerzas Internas para sismo moderado
 - 4.1.1.3 Control de fisuración
 - 4.1.1.4 Fuerzas ultimas para diseños de elementos de confinamiento
- 4.1.2 Diseño de Muros de Albañilería agrietada por sismo severo
- 4.1.3 Diseño de Muros de Concreto Armado
 - 4.1.3.1 Generalidades
 - 4.1.3.2 Procedimiento de Diseño
 - 4.1.3.3 Verificación de necesidad de confinamiento de los bordes
 - 4.1.3.4 Momento flector de agrietamiento (MCR)
 - 4.1.3.5 Determinación del refuerzo vertical y momento flector nominal
 - 4.1.3.6 Diagrama de Interacción
 - 4.1.3.7 Desarrollo del Diagrama de Interacción
- 4.1.4 Diseño de Viga Principal
 - 4.1.4.1 Generalidades
 - 4.1.4.2 Diseño por flexión
 - 4.1.4.3 Diseño por cortante
 - 4.1.4.4 Calculo de deflexiones
 - 4.1.4.5 Control de fisuración
- 4.1.5 Diseño de losa maciza
 - 4.1.5.1 Generalidades
 - 4.1.5.2 Diseño por flexión
- 4.1.6 Pre Dimensionamiento de cimentación

4.2 Diseño de edificio de Concreto Armado

- 4.2.1 Procedimiento general de diseño a la rotura
- 4.2.2 Condiciones de carga
- 4.2.3 Diseño de vigas
 - 4.2.3.1 Fundamentos para diseño por flexión
 - 4.2.3.2 Fundamentos para el diseño por corte
 - 4.2.3.3 Diseño por flexión
 - 4.2.3.4 Diseño por cortante
- 4.2.4 Diseño de losa maciza
 - 4.2.4.1 Generalidades
 - 4.2.4.2 Diseño por flexión
- 4.2.5 Diseño de muros de concreto armado
 - 4.2.5.1 Parámetros
 - 4.2.5.2 Procedimientos de diseño
 - 4.2.5.3 Verificación de necesidad de confinamiento en bordes
 - 4.2.5.4 Momento flector de agrietamiento por flexión (MCR)
 - 4.2.5.5 Determinación del refuerzo vertical y momento flector
- 4.2.6 Pre dimensionamiento de cimentación

CAPITULO 5: Estudios de metrados para cada edificio

5.1 Introducción

5.2 Consideraciones generales

5.3 Metrado de edificio de Albañilería

5.3.1 Volumen de concreto

5.3.2 Cantidad de fierro

5.3.3 Áreas de encofrados

5.3.4 Muros de Albañilería kk 23x13x9

5.3.5 Superficie de edificio

5.3.6 Cuantías

5.4 Metrado de edificio de Albañilería Confinada

5.4.1 Volumen de concreto

5.4.2 Cantidad de fierro

5.4.3 Área de encofrados

5.4.4 Superficie de edificio

5.4.5 Cuantías

5.5 Conclusiones y comentarios

CAPITULO 6: Presupuestos en edificaciones

6.1 Análisis de costos de obra

6.2 Conclusiones y Comentarios

CAPITULO 7 Conclusiones y Comentarios

7.1 Referencias bibliográficas

ANEXOS

- **ESTUDIO GEOTECNICO**
- **METRADOS DE LAS EDIFICACIONES**

CAPÍTULO I

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción y Objetivos

El trabajo de tesis a desarrollar consiste en realizar un análisis comparativo entre edificios de muros de Albañilería Confinada y otro de Concreto Armado con una superficie similar en planta.

Dicho análisis se hará diferenciando los edificios en cuanto a la calidad del concreto y el tipo de estructuración en base a muros de Albañilería Confinada o Concreto Armado, y la comparación se establecerá en términos de costos asociados.

Existe la idea de que un edificio estructurado en base a muros de Albañilería Confinada es más económico, además de esto, se comprobaba la vulnerabilidad ante un sismo fuerte, por lo que se desea ratificar esta idea y compararlo con el otro edificio y valorizar las diferencias de costos de obra. Además, interesa cuantificar cuán más vulnerable resulta una estructuración que otra, considerando la ventaja de que un edificio de pórticos presenta una mayor flexibilidad en cuanto a disponibilidad de espacio, pero una menor resistencia ante un evento sísmico.

De acuerdo con lo expresado anteriormente, el principal estudio que desea realizarse en este trabajo es en cuanto a la vulnerabilidad sísmica de las estructuras. Este concepto es utilizado para expresar diferencias en la forma en que las estructuras responden al movimiento sísmico, de este modo, si dos grupos de estructuras están expuestas al mismo movimiento sísmico, y el comportamiento de un grupo es mejor que el otro, entonces se puede decir que los edificios que tienen menos daño esperado tienen menor vulnerabilidad sísmica que los que resultaron más dañados.

El estudio de costos se lleva a cabo de una manera más general, estableciendo Metrado aproximados y representativas de los edificios.

Con todo esto, el principal objetivo de este trabajo es:

- Comparar en cuanto a costos y vulnerabilidad sísmica, edificios estructurados con muros de Albañilería Confinada y pórticos de concreto armado, con igual cantidad de pisos y distinta calidad de concreto.

Específicamente, se pretende conseguir los siguientes objetivos secundarios:

- Comparar vulnerabilidad sísmica de diversas estructuras.
- Analizar la cantidad de materiales y los respectivos costos que entrega cada configuración.
- Determinar qué estructuración es más conveniente bajo una determinada situación, cuando es posible elegir.

1.2 Organización del documento

Este trabajo de título se organiza de acuerdo con los siguientes capítulos, los cuales permiten determinar los alcances que tendrá el desarrollo de este tema.

- **Capítulo 1 Introducción**

Este primer capítulo está orientado al planteamiento del problema y sus objetivos como tal. Se busca en este capítulo introducir al tema que se desarrollará en este trabajo.

- **Capítulo 2 Características estructurales de los edificios a estudiar**

Se describirán las características estructurales y geométricas de los edificios en estudio, así como también sus materiales y los parámetros con los cuales se diseñará posteriormente. También se pre diseñarán los elementos de los edificios, para luego obtener sus esfuerzos y diseñarlos.

- **Capítulo 3 Resultados comparativos del análisis sísmico según NTP-E030**

En este capítulo se realizará una comparación de períodos, deformaciones, cortes y momentos por piso, entre otros, de dos edificios con diferentes características.

- **Capítulo 4 Diseño estructural de los edificios**

Se mostrará el procedimiento realizado para el diseño de dos edificios, es decir, el cálculo de cuantías de los elementos de ambos edificios.

- **Capítulo 5 Estudio de Metrados para cada edificio**

Se medirá la cantidad de concreto, acero y encofrado para dos edificios, y se calcularán parámetros de kg fierro/m³ concreto, kg fierro/m² edificio, m³ concreto/m² edificio, m² encofrado/m³ concreto, m² encofrado/m² edificio.

- **Capítulo 6 Presupuestos en edificaciones**

Se evaluará la parte económica a nivel de costos de los 02 edificios.

- **Capítulo 7 Conclusiones**

Se determinará qué estructuración, muros de Albañilería Confinada o pórticos de concreto armado, es la más conveniente bajo distintos parámetros.

Una vez terminado el trabajo propuesto, se espera concluir que es posible realizar comparaciones entre edificios estructurados en base a pórticos y muros de albañilería, en cuanto a los ámbitos desarrollados en este trabajo. Aunque se espera que el edificio con estructuración de muros de albañilería sea un poco más económico y menos vulnerable sísmicamente que el edificio estructurado en base a pórticos, en particular, este trabajo espera cuantificar estas diferencias.

Adicionalmente, mediante este tema se espera, a grandes rasgos, determinar qué estructuración de edificios es la más conveniente en distintos ámbitos, cuando es posible elegir entre una u otra.

CAPÍTULO II

2 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LOS EDIFICIOS A ESTUDIAR

Introducción

El presente capítulo tiene por objetivo describir las principales características estructurales de cada uno de los edificios a estudiar, para así posteriormente realizar el análisis comparativo que se desea llevar a cabo.

Se estudian en total 2 edificios, de los cuales uno tiene estructuración de muros de Albañilería Confinada, y el otro tiene una estructuración de pórticos y placas de concreto armado. Todos los edificios poseen como característica común el tener la misma superficie y distribución de elementos estructurales en planta, diferenciándose además del tipo de estructuración, y en la calidad del concreto. Los dos casos se definen a continuación:

- **Edificio 1:** 3 pisos, estructuración de muros de Albañilería Confinada.
- **Edificio 2:** 3 pisos, estructuración dual de concreto armado.

Para este trabajo se cuenta con modelos estructurales de los edificios realizados con el programa computacional ETABS Versión 8.4.8.

2.1 Parámetros normativos de los edificios.

Las características de estos dos edificios, de acuerdo con las disposiciones que entrega el Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E-030 “Diseño Sismoresistente”, se muestran a continuación. Es importante notar que todos los resultados de este trabajo están asociados a los parámetros definidos en la presente sección.

2.1.1 Clasificación de edificios

Por ser edificios destinados a la habitación privada o al uso público, se clasifican en Categoría C, por lo que les corresponde un Coeficiente de Importancia (U) igual a:

$$U = 1,5$$

2.1.2 Tipo de suelo de fundación

Los edificios se encontrarán ubicados en Piura, en el AA.HH. Las Dalias Mz L lote 25 donde el suelo característico es de materiales de irregular estabilidad, relacionadas directamente con arenas sueltas y sin la presencia de nivel freático, de acuerdo con la geología del terreno se puede suponer la proximidad y ascenso en las épocas de precipitaciones, por lo cual se recomienda tomar las precauciones necesarias y mejorar el nivel de fundación de la cimentación con materiales estables.

$$S3 \text{ (suelos flexibles o con estratos de gran espesor)} \\ T_p(s) = 1.0; T_L(s) = 1.6; S = 1.10$$

Teniendo en cuenta el tipo de suelo, podría darse el problema de generación de asentamientos diferenciales en nuestra cimentación.. Ante la acción de una fuerza vertical, el suelo presenta un cambio en su altura inicial debido al proceso de reacomodo de las partículas que lo componen. Este fenómeno es conocido como asentamiento. Como es sabido, toda obra civil transmite cargas verticales al suelo sobre el cual es construida, por lo que es necesario el uso de cimentaciones, las cuales pueden clasificarse de acuerdo a la profundidad de transmisión de carga.

CALCULO DEL ASENTAMIENTO EN SUELO ARENOSO

Cuando la profundidad de cimentación es pequeña (entre 0.5 y 3 m) debido a la presencia de un estrato resistente, se habla de una cimentación superficial; caso contrario, cuando el suelo presenta baja capacidad portante y/o el estrato resistente se encuentra a una profundidad considerable, se habla de una cimentación profunda. En el diseño de cimentaciones superficiales, específicamente en el de zapatas, uno de los aspectos más importantes a considerar es la estimación del

asentamiento sobre el terreno, es decir, la deformación producida en el suelo debido a las cargas aplicadas sobre él por efecto de la estructura que la zapata se encarga de sostener. Este tipo de estimaciones puede ser hecha para suelos granulares (arenas) o cohesivos (arcillas) y ha sido muy estudiada debido a la complejidad de la respuesta del suelo ante solicitaciones de carga.

Uno de los investigadores más importantes en este tema es J. H. Schmertmann, quien en la década del setenta presentó una metodología para resolver este tipo de problema. En esta, Schmertmann determinó, de manera experimental, dos gráficas de influencia de la deformación unitaria (la deformación por unidad de longitud) en el suelo: una para zapatas cuadradas (zapatas con relación largo/ancho $[L/B]$ igual a la unidad) y otra para zapatas largas o corridas (zapatas con L/B mayor a diez) y con ello logró definir una metodología para realizar el cálculo del asentamiento de estos dos tipos. Sin embargo, para zapatas rectangulares ($1 < L/B < 10$), Schmertmann solo planteó una interpolación lineal entre los resultados obtenidos suponiendo que la zapata es cuadrada y luego que es corrida.

Los ingenieros han asumido frecuentemente que la distribución de la deformación unitaria vertical debajo del centro de una cimentación bajo una arena uniforme, como es en este caso, es cualitativamente similar a la distribución del incremento en el esfuerzo vertical. Si fuese cierto y la mayor deformación unitaria ocurriese inmediatamente debajo de la cimentación, la ubicación de mayores esfuerzos incrementaría.

Para determinar el esfuerzo aplicado en la zapata, se asume que la zapata recibe la carga de 1 ton/m² por cada piso de la edificación. Adicionalmente, para este proyecto, se ha considerado un edificio de 3 pisos y un espaciamiento entre columnas de 4 m, lo que da un área cargada por columna de 16 m². Con lo señalado anteriormente, el valor del esfuerzo que la zapata transmite al suelo se ha calculado de la siguiente manera:

$$\text{Carga en la zapata} = Q = 1 \text{ ton/m}^2 / \text{piso} * 16 \text{ m}^2 * 3 \text{ pisos} = 48 \text{ ton}$$

$$\text{Área de la zapata} = A = BL = 2.4 \text{ m} * 2.4 \text{ m} = 5.76 \text{ m}^2$$

$$\text{Esfuerzo en la zapata} = p = \frac{Q}{A} = \frac{48 \text{ ton}}{5.76 \text{ m}^2} = 8.333 \text{ ton/m}^2 \approx 83.3 \text{ kN/m}^2$$

Este esfuerzo en la zapata p es menor a la carga admisible del suelo, cuyo valor bordea los 90 kN/m² (unos 0.9 kg/cm²), lo cual no generará falla en dicho suelo. Por otro lado, para el cálculo manual, se ha considerado dividir la profundidad de influencia en seis subestratos, de tal manera de que el cálculo sea más preciso.

Debe considerarse que, al no existir profundidad de cimentación, el factor de corrección C_1 por empotramiento de la zapata es igual a 1. Por este mismo motivo, el valor de p_o en este análisis es cero, por lo que $\square p = p = 83.33 \text{ kN/m}^2$.

El cálculo del asentamiento por el método de Schmertmann se realizó con la ayuda de una **plantilla de Microsoft Excel**. Este procedimiento consistió en construir el gráfico del factor de influencia de la deformación unitaria para cada caso de L/B .

A continuación se muestra un ejemplo del cálculo realizado para el caso de $L/B = 10$ por el método de Schmertmann de 1978.

CÁLCULO DE ASENTAMIENTO SOBRE SUELO GRANULAR
MÉTODO DE SCHMERTMANN MODIFICADO (1978)

Tipo de suelo

Hokksund sand

ϕ	44°
γ	19.5
E	28000
ν	0.2

kN/m³
kPa

Gráfico de influencia

Dp (m)	Iz
0	0.200
2.400	0.707
9.600	0

Sobre la zapata

p	83.33	kN/m ²
Lf	12	m
Bf	1.2	m
Lf/Bf	10	
Df	0	m

$Dp = z_f/B$
 $D1p = z_f/B$ en Izp

Factor de influencia

Izo	0.200
Dp	4.0
Dp (en m)	9.600
D1p	1.000
D1p (en m)	2.400
po	0
Δp	83.33
Pop	26.8
Izp	0.707

en veces Bf

en veces Bf

kN/m²

kN/m²

kN/m²

Subcapas	Hc	Zi	Iz en Zi	DH=Iz*Hc/E
1	0.800	0.400	0.284	8.127E-06
2	0.800	1.200	0.453	1.295E-05
3	0.800	2.000	0.622	1.778E-05
4	2.4	3.600	0.589	5.048E-05
5	2.4	6.000	0.353	3.029E-05
6	2.4	8.400	0.118	1.010E-05
	9.600		ΣHi	1.297E-04

m³/kN

Factores de correccion

t	0.1	años
C1	1.000	
C2	1	
Si	0.97 E-02	m
Si	9.712	mm

Teniendo como resultado un asentamiento de 9.712mm para la zapata corrida

2.1.3 Zonificación sísmica

Como se dijo anteriormente, los edificios están emplazados en Piura, la cual corresponde a la zona sísmica 4. A esta zona sísmica se le asocia un valor de aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años:

$$Z = 0.45 \text{ g}$$

2.1.4 Sistemas Estructurales

Tanto para sistema estructural de muros de albañilería como de pórticos de concreto armado, y el de albañilería, se obtienen los siguientes parámetros:

C°A Dual	:	R=7
Albañilería Armada o Confinada	:	R=3

2.2 Tipos de edificio: Albañilería

Este tipo de edificio está constituido estructuralmente por muros de Albañilería Confinada y vigas ubicados en ejes resistentes en direcciones perpendiculares (X e Y) capaces de resistir la acción sísmica y gravitacional. El edificio puede considerarse empotrado a nivel de primer piso.

Debido a que muros de albañilería y vigas controlan esfuerzos y deformaciones, se obtienen edificaciones rígidas, y la disposición de estos elementos hace difícil una posible modificación en la planta.

2.2.1 Arquitectura del proyecto

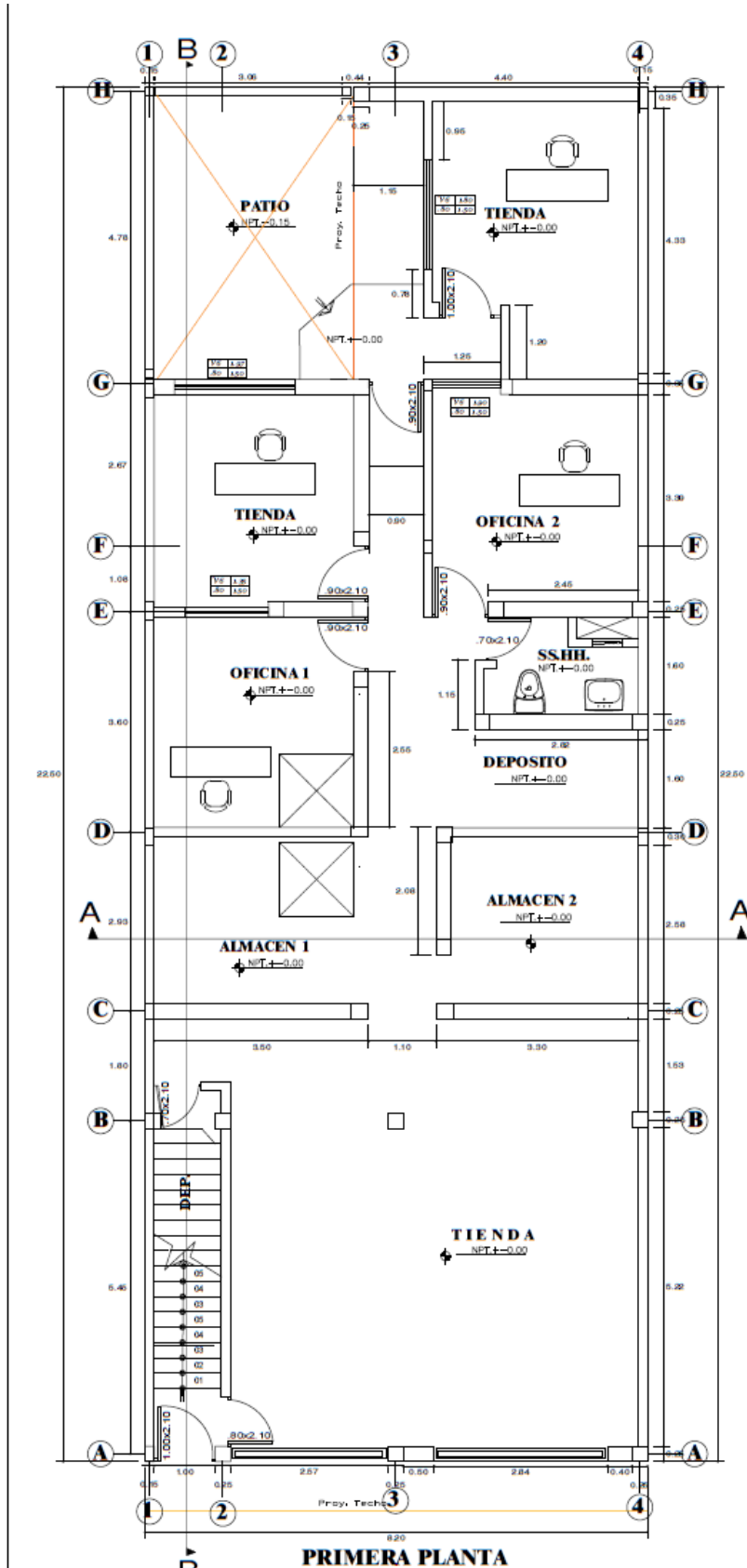
A) Descripción General

El edificio es comercial de tres niveles y azotea, con un área de terreno de 180 m² y un área construida de 171.52 m². Cuenta con 05 tiendas, 02 restaurant-bar, 05 almacenes, 04 oficinas, 05 cuartos de baño, un patio en el primer nivel. Para el ingreso al edificio se cuenta con dos portones de entrada y una escalera de acceso en la parte delantera del edificio. Además cuenta con un patio en la parte posterior del edificio en el primer nivel.

B) Distribución y Circulación

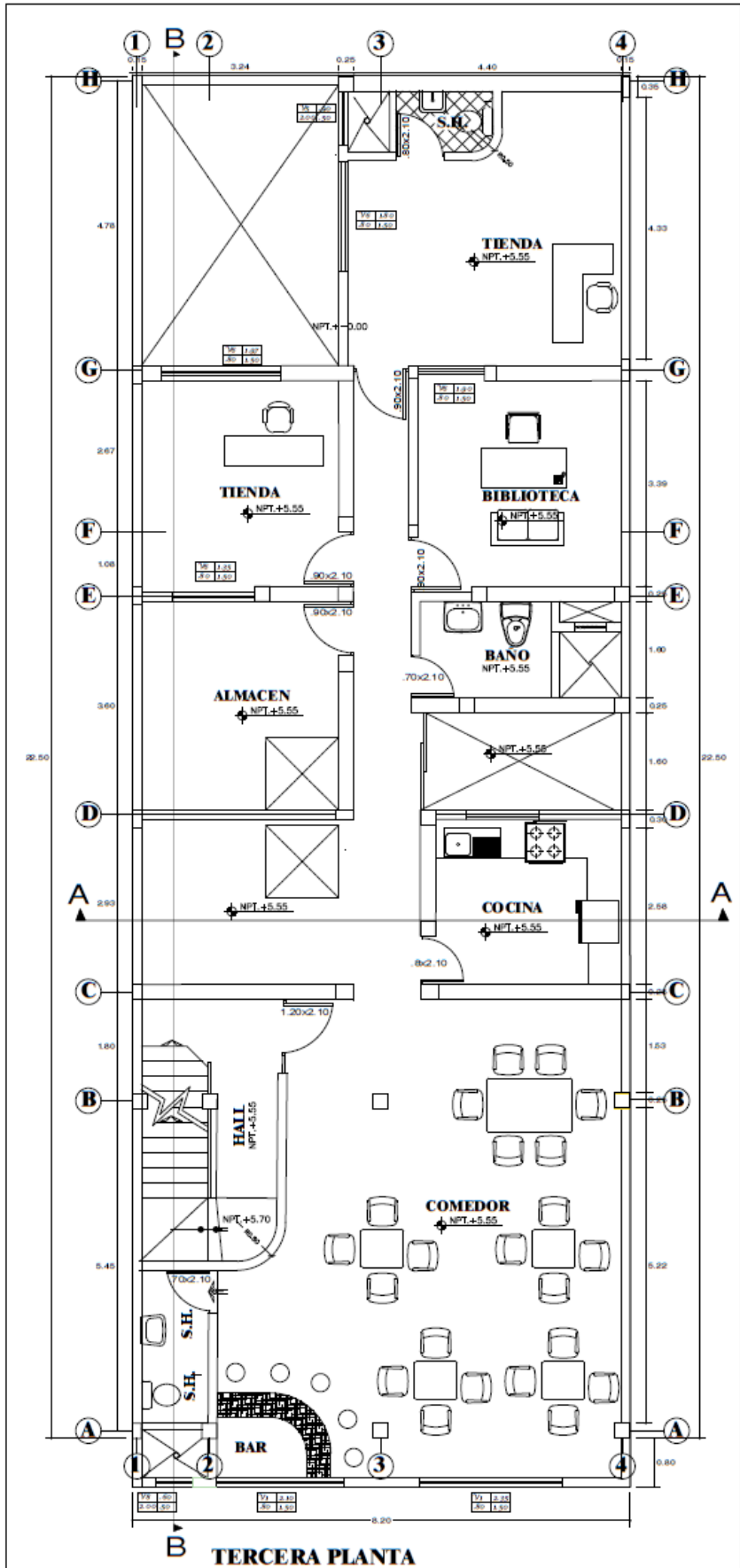
En el primer nivel se puede apreciar la fachada de ingreso es por 02 portones y una puerta en la parte izquierda con acceso directo a la escalera, en la parte delantera hay un ambiente para una sola tienda de aproximadamente 47 m², también cuenta con dos tiendas en la parte posterior, 02 oficinas en la parte central, 02 almacenes y 01 depósito de limpieza, un baño y un patio en la parte posterior.

Para el segundo y tercer nivel se cuenta con ambientes entre los que más destacan son el comedor grande, cocina almacenes de productos, 02 tiendas y una biblioteca, además de la escalera de acceso para las personas.



TIPO	LARGO
ALFEIZAR	ACTO

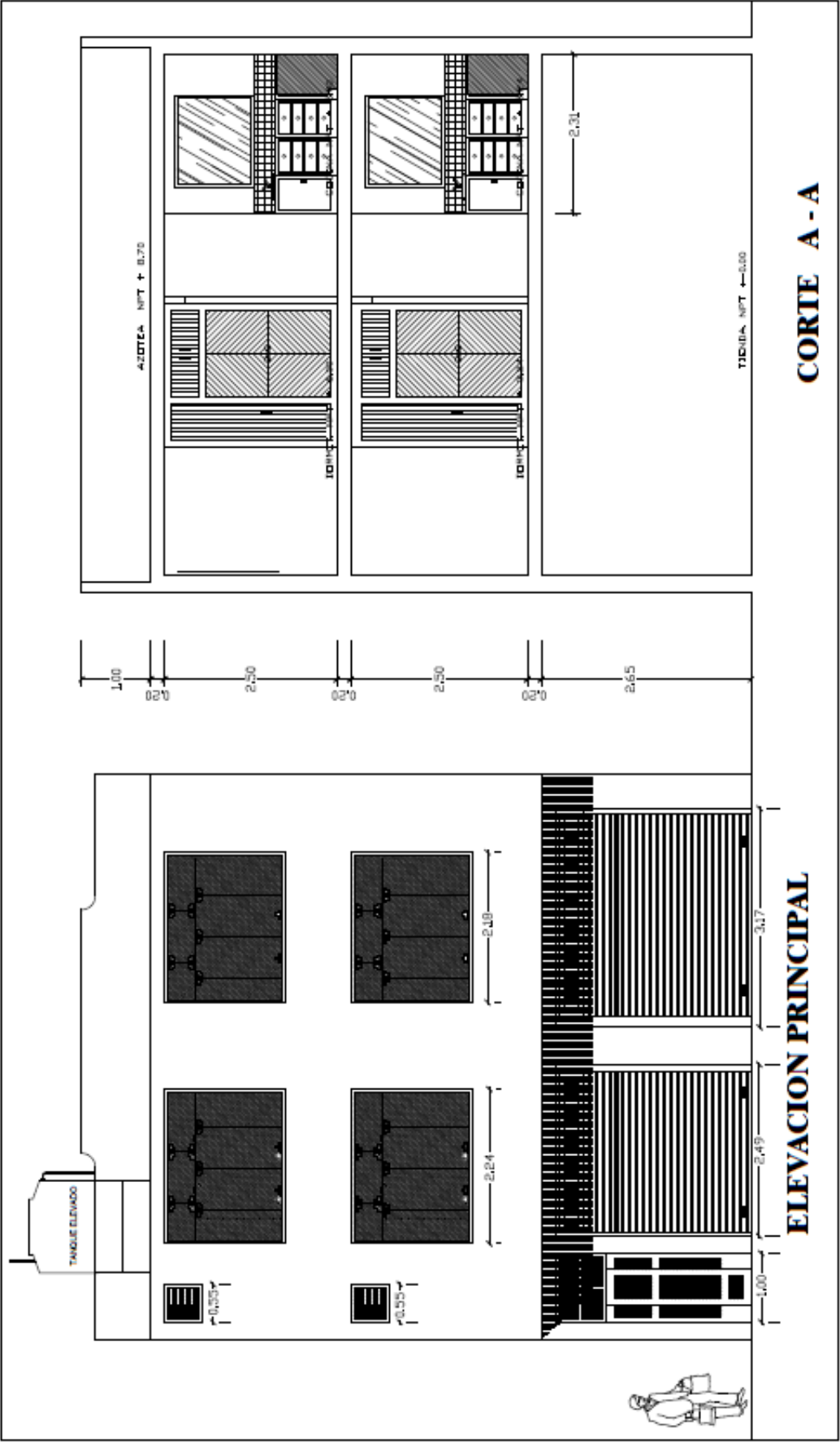
ALBAÑILERIA		PROYECTO	
EDIFICIO COMERCIAL			
PLANO	LEGENDA	PIURA	A-01
PROYECTADO	DISEÑO	ELABORADO	REVISADO



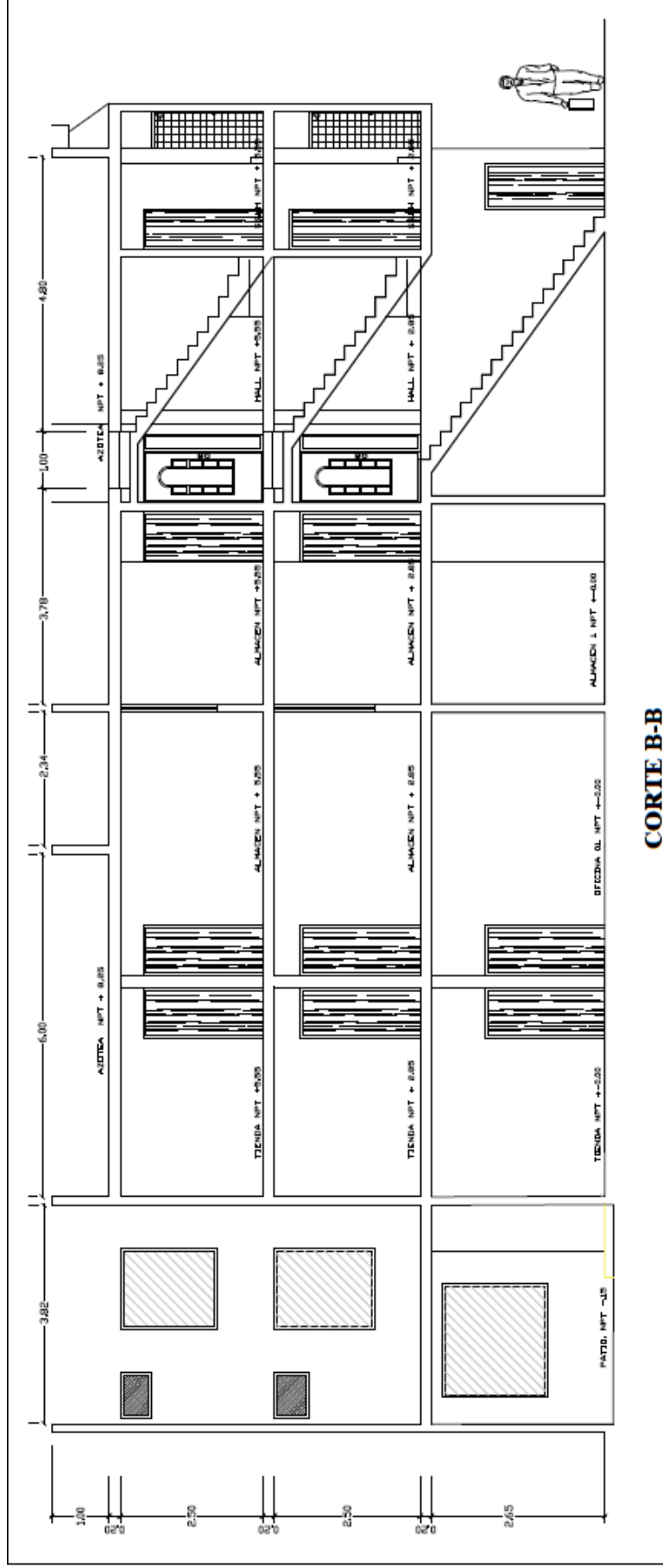
TIPO	LARGO
ALTEZAR	ALTO

ALBAÑILERIA		EDIFICIO COMERCIAL	
N.º DE ARQUITECTURA-SER PISO		UBICACION PIURA	
PROFESIONAL	DISEÑO	DISEÑO	FECHA
			04/01/17
		ESCALA 1:100	

A-03



PROYECTO	ALMACÉN	EDIFICIO COMERCIAL
FECHA		
DISEÑO		
CONSTRUCCIÓN		
PROYECTISTA		
CLIENTE		
UBICACIÓN		
OTRO		



ALBAÑILERIA		EDIFICIO COMERCIAL	
CORTE Y ELEVACIONES		FILERA	
PROYECTO		FOLIO 11/12	
AUTOR		FECHA	
DISEÑO		REVISOR	
VERIFICACION		FECHA	
AUTOR		FECHA	

2.2.2 Materiales utilizados

El concreto del edificio de muros de Albañilería Confinada tendrá las siguientes propiedades:

Resistencia a la compresión	:	210 kg/cm ²
Módulo de elasticidad de concreto	:	$15000 \cdot \sqrt{210} = 217370.65$ kg/cm ²
Peso específico	:	2400 kg/m ³

El acero de refuerzo tiene las siguientes características:

Fluencia	:	4200 kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero	:	2000000 kg/cm ²
Peso específico	:	7850 kg/m ³

La Albañilería será: King Kong Industrial

Resistencia a Compresión Axial de las Unidades: $f'_b = 145$ kg/cm²

Resistencia a Compresión Axial en Pilas: $f'_m = 65$ kg/cm²

Resistencia al Corte en Muretes: $v'_m = 8.1$ kg/cm²

Módulo de Elasticidad: $E_m = 500f'_m$ $E_m = 32,500$ kg/cm²

Módulo de Corte: $G_m = 0.4E_m$ $G_m = 13,000$ kg/cm²

2.2.3 Estructuración general

Esta sección tiene por objetivo caracterizar el edificio de muros de Albañilería Confinada, de acuerdo con sus dimensiones generales, disposición de elementos estructurales, y otros parámetros característicos.

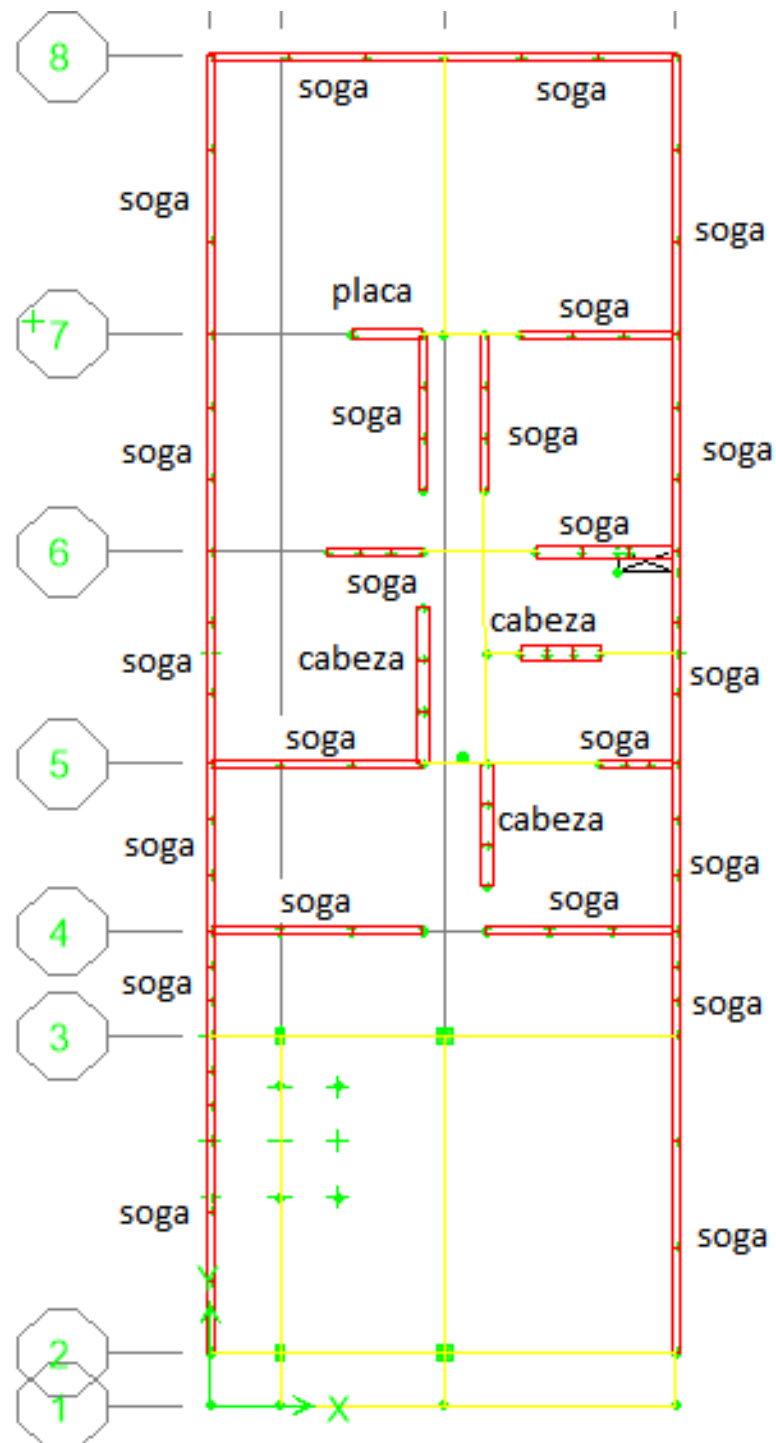
En primer lugar, se muestran las plantas de piso de estos edificios, lo que permite visualizar la distribución de los muros de albañilería en ambas direcciones y la disposición de las vigas. Las Figuras muestran las plantas del primer piso, la planta del piso típico, donde los muros de albañilería se muestran en color rojo, y las vigas en amarillo.

Además se muestra la losa maciza en ambas direcciones como diafragma rígido de color gris de los distintos niveles de la estructura así como los ductos de ventilación para la iluminación de los ambientes interiores.

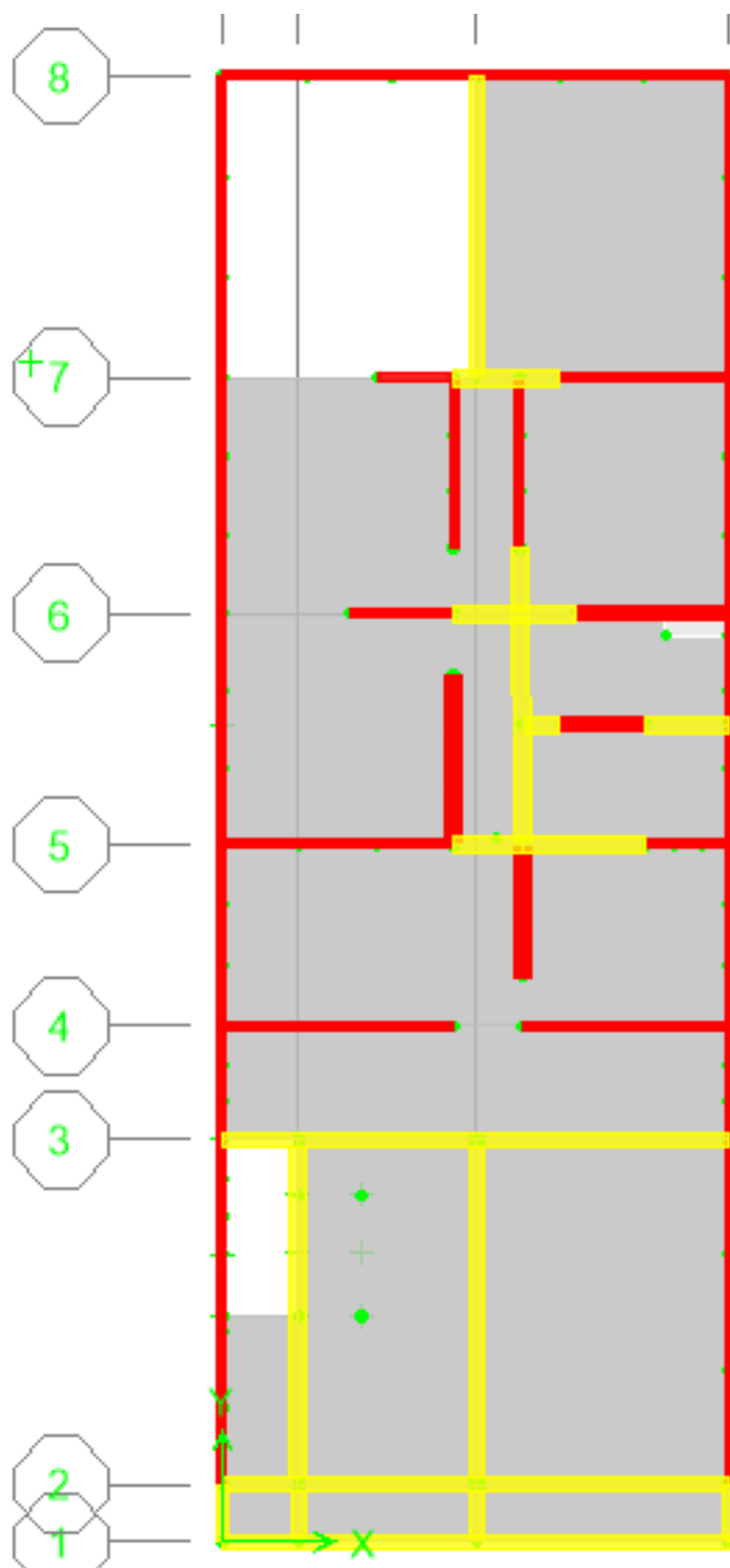
Los muros de albañilería serán de dos tipos: de sogá y de cabeza de 0.13m y 0.23m respectivamente, las propiedades de dichos muros serán tipo Shell. Esta propiedad se puede utilizar para modelar, analizar y diseñar losas, muros, rampas o placas sometidas a flexión, corte y fuerza axial.

Con respecto a la losa maciza será de $e=0.125$ m de concreto $f'_c=210$ kg/cm², la propiedad de dicha losa será tipo Membrana con distribución de carga en ambos sentidos. Se pueden utilizar para modelar losas simplemente apoyadas sobre vigas y/o correas bajo cargas perpendiculares a su plano, donde la transmisión de dichas cargas a las mismas se hace a través del método de área tributaria.

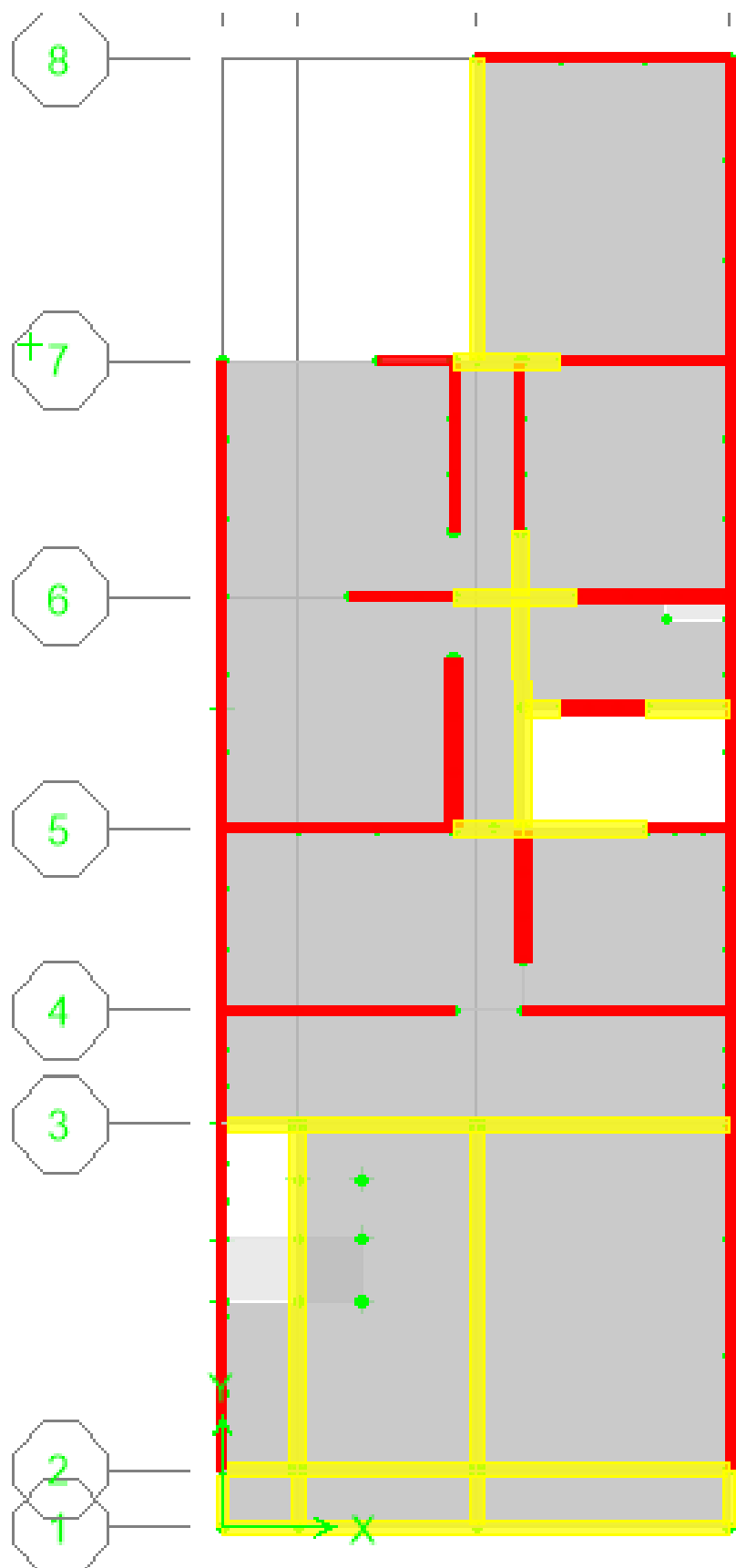
Si las cargas (Fuerza por unidad de Área) perpendiculares al plano se distribuyen en un solo sentido se obtienen cargas uniformes en las vigas, pero si se distribuyen en dos sentidos se obtienen cargas de forma triangular y/o trapezoidal, dependiendo de la forma geométrica de la losa.



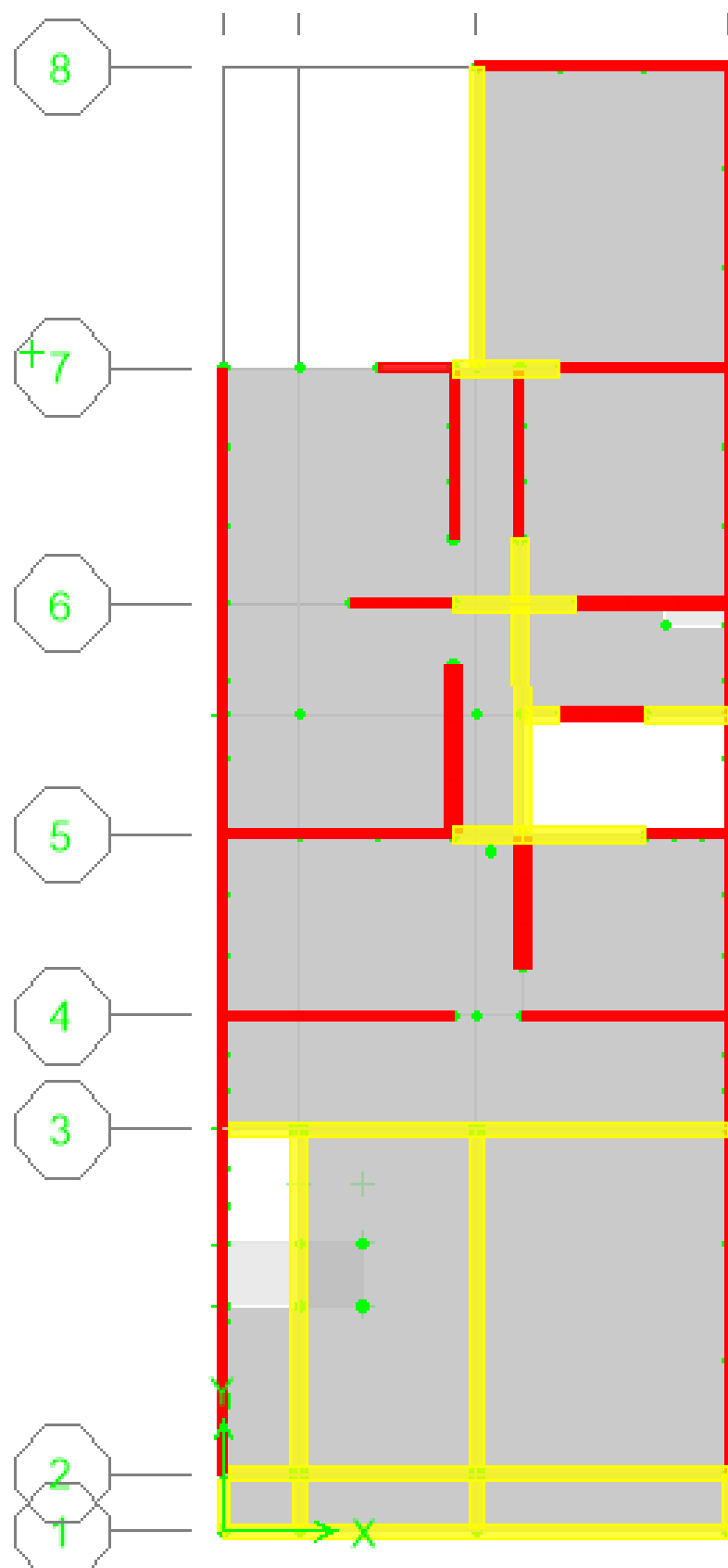
DISTRIBUCION DE MUROS DE ALBAÑILERIA Y PLACAS EN EDIFICIO
ALBAÑILERIA



PLANTA DEL PISO 1: EDIFICIO DE ALBAÑILERIA

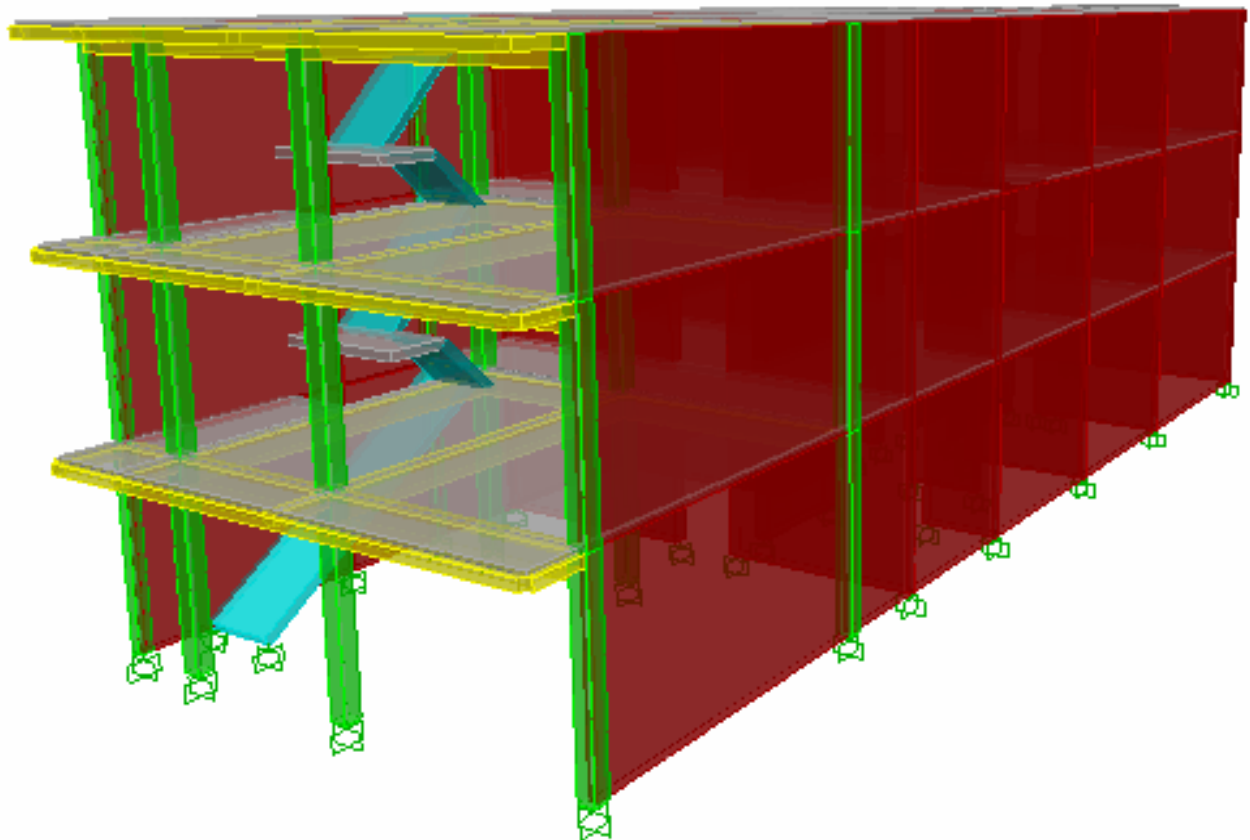


PLANTA DEL PISO 2: EDIFICIO DE ALBAÑILERIA



AZOTEA: EDIFICIO DE ALBAÑILERIA

Como se muestra en las figuras las plantas de este edificio son simétricas, y sin grandes variaciones a lo alto del todo edificio. Como se dijo con anterioridad el modelamiento estructural se desarrolló en el programa ETABS 9.8. A Continuación mostramos la vista tridimensional del modelo realizado.



Es posible apreciar en el modelamiento que en la parte de la fachada se dispuso de un sistema a porticados de concreto armado, esto se hizo debido a que en esa área la arquitectura no permitió la inserción de muros de albañilería, además de protegernos frente a una falla por piso blando en esa zona.

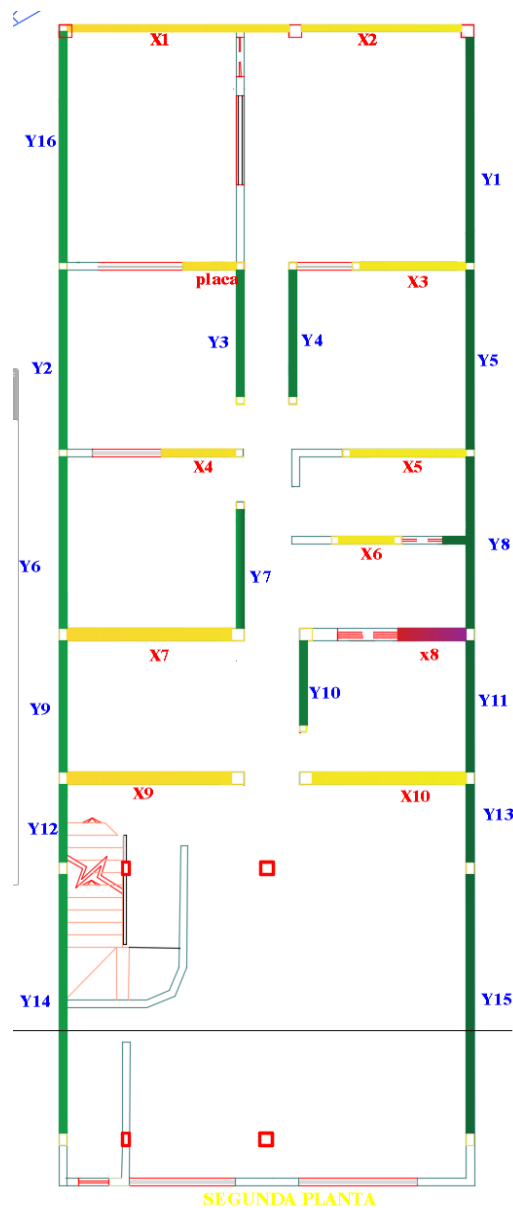
2.2.4 Pre dimensionamiento de los elementos del edificio.

Antes de poder realizar el modelamiento en el software, se efectuó el pre dimensionamiento de muros de albañilería, columnas, vigas y losas macizas.

2.2.4.1 Pre dimensionamiento de Muros de albañilería.

En el caso de los edificios con estructuración de muros de albañilería, el pre diseño de los muros de albañilería se realiza mediante el análisis de densidad de muros de albañilería en X-X e Y-Y, además la comprobación de esfuerzo axial máximo de los muros de albañilería en la dirección correspondiente del análisis.

La arquitectura aquí es la que juega un papel importante para nosotros poder efectuar la correcta ubicación de los muros de albañilería, sin afectar la ubicación de ventanas, puertas, etc.



Denominación de Muros de albañilería en X e Y para el análisis respectivo

ANALISIS EN LA DIRECCION Y-Y DE LA ESTRUCTURA

DENSIDAD DE MUROS EN LA DIRECCION "Y"

LOSA
MACIZ

VIGAS
SOLERAS

b=	25
h=	20

2

A diagram of a rectangular prism. The front face is a rectangle with a height of 25 cm and a width of 20 cm. The prism is shown in a 3D perspective, with the top and side edges visible.

MUROS	LONG. (m)	ESPES. (m)	AREA (m²)	ALTURA (m)	A TRIB. (m²)	P. ESP. (Ton/m³)	P. MURO (Ton)	P. LOSA (Ton.)	P. ACAB.)	VIG. SOLERA TIPO Y	PESO (Ton.)	S/C. (Ton/m²)		At*S/C	
Y16	4.53	0.13	0.59	2.8	3.10	1.90	3.13	0.93	0.31	1	0.54	0.5	S/C		1.55
Y1	4.53	0.13	0.59	2.8	4.90	1.90	4.04	1.47	0.49	2	0.54	0.5			2.45
Y2	3.89	0.13	0.51	2.8	5.20	1.90	2.69	1.56	0.52	1	0.47	0.5			2.60
Y3	2.85	0.13	0.37	2.8	4.43	1.90	1.97	1.33	0.44	1	0.34	0.5			2.22
Y4	2.85	0.13	0.37	2.8	6.11	1.90	1.97	1.83	0.61	2	0.34	0.5			3.06
Y5	3.89	0.13	0.51	2.8	4.02	1.90	3.12	1.21	0.40	2	0.58	0.5			2.01
Y6	3.85	0.13	0.50	2.8	5.61	1.90	2.66	1.68	0.56	1	0.46	0.5			2.81
Y7	2.80	0.23	0.64	2.8	8.60	1.90	3.43	2.58	0.86	1	0.34	0.5			4.30
Y8	3.85	0.13	0.50	2.8	5.23	1.90	2.86	1.57	0.52	2	0.45	0.5			2.62
Y9	3.13	0.13	0.41	2.8	4.75	1.90	2.16	1.43	0.48	1	0.48	0.5			2.38
Y10	2.08	0.23	0.72	2.8	9.44	1.90	2.55	2.83	0.94	1	0.25	0.5			4.72
Y11	3.13	0.13	0.27	2.8	3.05	1.90	2.76	0.92	0.31	2	0.38	0.5			1.53
Y12	2.05	0.13	0.41	2.8	2.15	1.90	1.42	0.65	0.22	1	0.25	0.5			1.08
Y13	2.05	0.13	0.27	2.8	2.15	1.90	1.42	0.65	0.22	1	0.25	0.5			1.08
Y14	5.70	0.13	0.27	2.8	4.94	1.90	3.94	1.48	0.49	1	1.02	0.5			2.47
Y15	5.70	0.13	0.74	2.8	7.90	1.90	3.94	2.37	0.79	1	1.02	0.5			3.95
							44.07	24.47	8.16		7.71	S/C		40.79	

CARGAS MUERTAS Y VIVAS ACTUANTES EN LOS MUROS DE ALBAÑILERIA Y-Y

PISO TÍPICO	AZOTEA
P.LIVE(Ton)	P.LIVE(Ton)
1.55	0.31
2.45	0.49
2.60	0.52
2.22	0.44
3.06	0.61
2.01	0.40
2.81	0.56
4.30	0.86
2.62	0.52
2.38	0.48
4.72	0.94
1.53	0.31
1.08	0.22
1.08	0.22
2.47	0.49
3.95	0.79

PISO TÍPICO		SERVICIO
P.DEAD(Ton)	P.LIVE(Ton)	
4.91	1.55	6.46
6.54	2.45	8.99
5.24	2.60	7.84
4.09	2.22	6.30
4.76	3.06	7.81
5.31	2.01	7.32
5.37	2.81	8.17
7.20	4.30	11.50
5.40	2.62	8.02
4.54	2.38	6.92
6.58	4.72	11.30
4.36	1.53	5.89
2.53	1.08	3.61
2.52	1.08	3.60
6.94	2.47	9.41
8.12	3.95	12.07

AZOTEA		SERVICIO
P.DEAD(Ton)	P.LIVE(Ton)	
0.00	0.31	0.31
0.00	0.49	0.49
0.00	0.52	0.52
0.00	0.44	0.44
0.00	0.61	0.61
0.00	0.40	0.40
0.00	0.56	0.56
0.00	0.86	0.86
0.00	0.52	0.52
0.00	0.48	0.48
0.00	0.94	0.94
0.00	0.31	0.31
0.00	0.22	0.22
0.00	0.22	0.22
0.00	0.49	0.49
0.00	0.79	0.79

N° PISOS	AZOTEA
3	1
3	1
3	1
3	1
3	1
3	1
3	1
3	1
3	1
3	1
3	1
3	1
3	1
3	1
3	1
3	1

ANALISIS DE ESFUERZO AXIAL MAXIMO DE MUROS DE ALBAÑILERIA Y-Y

Comprobacion de densidad de muro

$\sum L \cdot t$	7.65
Area Total	171.52
$\sum L \cdot t / \text{Area Total}$	0.045

Se cumple que la densidad de muro de este edificio es mayor a ZUSN/56

RESIST. ALBALIÑERIA	
$f'm =$	650 Ton/m ²
Z	0.45
U	1.5
S	1.1
N	3
ZUSN/56	0.040

TO TAL DEL MURO	
P.DEAD + P.LIVE	
Y16	4.91 Ton.
Y1	25.02 Ton.
Y2	21.43 Ton.
Y3	17.13 Ton.
Y4	20.99 Ton.
Y5	20.35 Ton.
Y6	22.28 Ton.
Y7	31.07 Ton.
Y8	21.96 Ton.
Y9	18.86 Ton.
Y10	30.11 Ton.
Y11	16.44 Ton.
Y12	9.96 Ton.
Y13	9.94 Ton.
Y14	26.24 Ton.
Y15	33.06 Ton.

ESFUERZO AXIAL MAXIMO (Ton/m ²)		
E.Comp.(Pm/(L.t))	$0.2f'm(1 - (h/(35t))^2)$	$0.15f'm$
8.34	80.77	97.5
42.49	80.77	97.5
42.38	80.77	97.5
46.23	80.77	97.5
56.66	80.77	97.5
40.23	80.77	97.5
44.51	80.77	97.5
48.24	114.27	97.5
43.87	80.77	97.5
46.35	80.77	97.5
62.94	114.27	97.5
40.39	80.77	97.5
37.35	80.77	97.5
37.28	118.29	97.5
35.41	118.29	97.5
44.61	128.48	97.5

CONFORMIDAD

CUMPLE

CUMPLE

CUMPLE

CUMPLE

CUMPLE

CUMPLE

CUMPLE

CUMPLE

CUMPLE

CUMPLE

CUMPLE

CUMPLE

CUMPLE

CUMPLE

CUMPLE

CUMPLE

Por lo tanto, el dimensionamiento de los muros de albañileria en largo y espesor es correcto y cumple con lo estipulado

ANALISIS EN LA DIRECCION X-X DE LA ESTRUCTURA

DENSIDAD DE MUROS EN LA DIRECCION "X"										1		2	
										b= 25 cm		25 cm	
LOSA MACIZ										h= 30 cm		30 cm	
ESPESOR= 20 cm													
MUROS	LONG. (m)	ESPES. (m)	AREA (m ²)	ALTURA (m)	A TRIB. (m ²)	P. ESP. (Ton/m ³)	P. MURO (Ton)	P. LOSA (Ton.)	P. ACABAD.(Ton.)	VIG. SOLERA TIPO Y	PESO (Ton.)	S/C. (Ton/m ²)	At*S/C (Ton)
X1	4.40	0.13	0.57	2.80	2.49	1.90	3.04	0.75	0.25	1.00	0.79	0.50	1.25
X2	3.65	0.13	0.47	2.80	8.26	1.90	2.52	2.48	0.83	1.00	0.66	0.50	4.13
X3	2.40	0.13	0.31	2.80	8.20	1.90	1.66	2.46	0.82	1.00	0.43	0.50	4.10
placa	1.20	0.66	0.79	2.80	4.39	2.40	1.04	1.32	0.44	1.00	0.22	0.50	2.20
X4	2.60	0.13	0.34	2.80	5.49	1.90	1.80	1.65	0.55	1.00	0.47	0.50	2.75
X5	1.63	0.23	0.37	2.80	12.10	1.90	1.99	3.63	1.21	1.00	0.29	0.50	6.05
X6	1.40	0.23	0.32	2.80	10.50	1.90	1.71	3.15	1.05	1.00	0.25	0.50	5.25
X7	3.65	0.13	0.47	2.80	11.99	1.90	2.52	3.60	1.20	1.00	0.66	0.50	6.00
X8	1.50	0.13	0.20	2.80	4.59	1.90	1.04	1.38	0.46	1.00	0.27	0.50	2.30
X9	3.65	0.13	0.47	2.80	12.10	1.90	2.52	3.63	1.21	1.00	0.66	0.50	6.05
X10	3.45	0.13	0.45	2.80	11.65	1.90	2.39	3.50	1.17	1.00	0.62	0.50	5.83
							22.25	27.53	9.18		5.32		45.88

CARGAS MUERTAS Y VIVAS ACTUANTES EN LOS MUROS DE ALBAÑILERIA X-X

Ec	425000.00	tn/m2		
Em	2173707.50	tn/m2	n	5.115

PISO TIPICO	AZOTEA
P.LIVE(Ton)	P.LIVE(Ton)
1.25	0.25
4.13	0.83
4.10	0.82
2.20	0.44
2.75	0.55
6.05	1.21
5.25	1.05
6.00	1.20
2.30	0.46
6.05	1.21
5.83	1.17

PISO TIPICO		SERVICIO
P.DEAD(Ton)	P.LIVE(Ton)	
4.83	1.25	6.08
6.49	4.13	10.62
5.37	4.10	9.47
3.01	2.20	5.21
4.46	2.75	7.21
7.13	6.05	13.18
6.17	5.25	11.42
7.98	6.00	13.97
3.14	2.30	5.44
8.02	6.05	14.07
7.67	5.83	13.49

AZOTEA		SERVICIO
P.DEAD(Ton)	P.LIVE(Ton)	
0.00	0.25	0.25
0.00	0.83	0.83
0.00	0.82	0.82
0.00	0.44	0.44
0.00	0.55	0.55
0.00	1.21	1.21
0.00	1.05	1.05
0.00	1.20	1.20
0.00	0.46	0.46
0.00	1.21	1.21
0.00	1.17	1.17

N° PISOS	AZOTEA
3.00	1.00
3.00	1.00
3.00	1.00
3.00	1.00
3.00	1.00
3.00	1.00
3.00	1.00
3.00	1.00
3.00	1.00
3.00	1.00
3.00	1.00

ANALISIS DE ESFUERZO AXIAL MAXIMO DE MUROS DE ALBAÑILERIA X-X

RESIST.
ALBALIÑERIA

$f'm = 650$ Ton/m²

Comprobacion de densidad de muro

$\Sigma L*t$	4.78
Area Total	171.52
$\Sigma L*t/Area$ Total	0.028

Z	0.45
U	1.5
S	1.1
N	3
ZUSN/56	0.040

Se cumple que la densidad de muro de este edificio es mayor a ZUSN/56

TO TAL DEL MURO

P.DEAD + P.LIVE	
X1	4.83 Ton.
X2	28.54 Ton.
X3	25.14 Ton.
placa	13.87 Ton.
X4	19.43 Ton.
X5	34.69 Ton.
X6	30.05 Ton.
X7	37.12 Ton.
X8	14.48 Ton.
X9	37.37 Ton.
X10	35.82 Ton.

ESFUERZO AXIAL MAXIMO (Ton/m ²)			CONFORMIDAD
E.Comp.(Pm/(L.t))	$0.2f'm(1-(h/(35t))^2)$	$0.15f'm$	
8.45	80.77	97.5	CUMPLE
60.15	80.77	97.5	CUMPLE
80.56	80.77	97.5	CUMPLE
57.47	80.77	97.5	CUMPLE
92.54	114.27	97.5	CUMPLE
93.31	114.27	97.5	CUMPLE
78.23	80.77	97.5	CUMPLE
74.25	80.77	97.5	CUMPLE
78.77	80.77	97.5	CUMPLE
79.86	80.77	97.5	CUMPLE

2.2.4.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Las vigas son dimensionadas para soportar momentos flectores y cortantes. Para eso se utilizarán las siguientes fórmulas para pre calcular las dimensiones de las vigas:

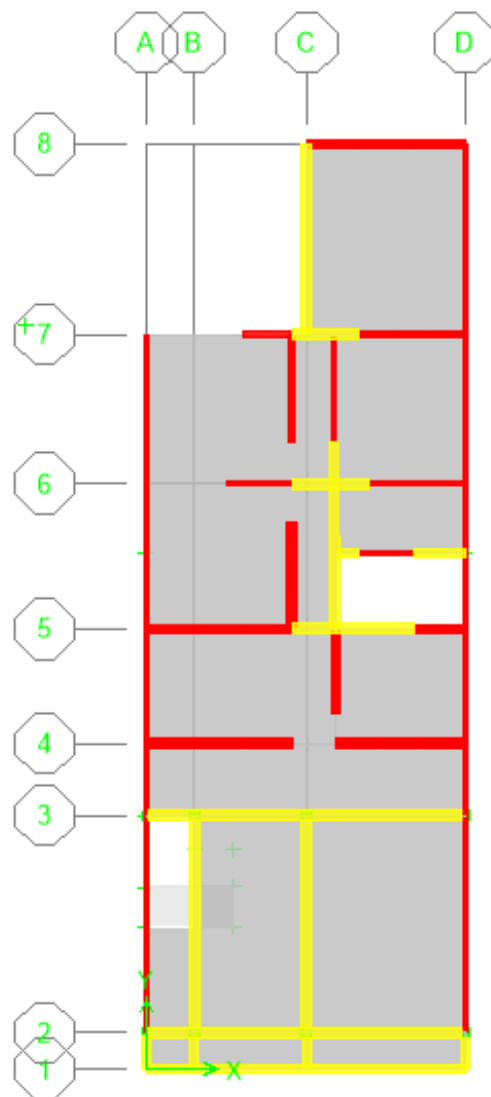
$h = L_n/10$ a $L_n/12$ ----- peralte de la viga.

$b = 0.30 h$ a $0.50 h$ ----- base de la viga.

Para la viga ubicada en el eje horizontal 3-3 y eje 2-2 según ejes de ETABS, las dimensiones por pre dimensionamiento son las siguientes:

Viga 3-3 y Viga 2-2: **0.25 m x 0.35 m**

Viga B-B y Viga C-C: **0.25 m x 0.35 m**



2.2.4.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS MACIZAS

Las losas armadas en dos direcciones son losas que transmiten las cargas aplicadas a través de flexión en dos sentidos. Este comportamiento se observa en losas en las cuales la relación entre su mayor y menor dimensión es menor que dos. A lo largo del tiempo, los métodos de diseño de estos elementos han ido variando. En un inicio, el desconocimiento del comportamiento real de este tipo de estructuras llevó a la creación de patentes para su diseño y construcción. Antes de entrar en

servicio, las losas eran sometidas a pruebas y el proyectista daba una garantía por un período determinado de tiempo. Los procedimientos de diseño empleados consideraban, erradamente, que parte de la carga aplicada sobre la losa generaba esfuerzos en una dirección y el resto tenía un efecto similar en la otra. Es decir, la carga se repartía en las dos direcciones principales.

Esfuerzo de fluencia del acero f_y (kg/cm ²)	Sin ábacos			Con ábacos		
	Paño exterior		Paño interior	Paño exterior		Paño interior
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde		Sin vigas de borde	Con vigas de borde	
2800	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/40$	$l_n/40$
4200	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$
5250	$l_n/28$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/34$	$l_n/34$

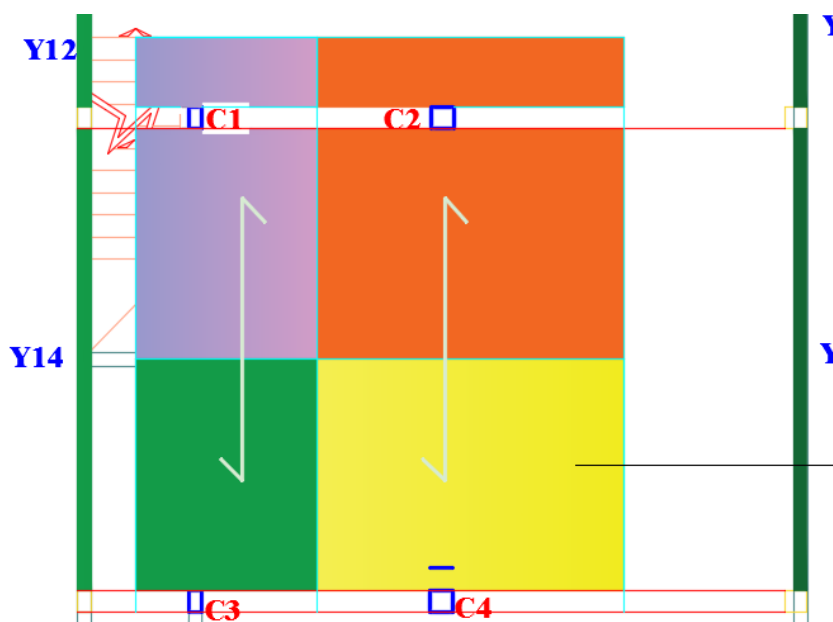
Espesores mínimos de losas armadas en dos sentidos.
del código del ACI).

Las losas serán de espesor de 12.5 cms.

2.2.4.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Las columnas generalmente son sometidas a cargas de compresión y momentos flectores. Se utilizarán las siguientes fórmulas para el predimensionamiento. Estas serán colocadas en la parte delantera del edificio para poder soportar la carga de techo y vivas, ya que en este sector hay ausencia de muros de albañilería.

- Área Columna= Servicio / (0.45*f_c) -----Columnas centrales
- Área Columna= Servicio / (0.35*f_c) -----Columnas esquina y lateral.



PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS EN EDIFICIO DE ALBAÑILERIA: PARTE DELANTERA

COLUMNA	AREA INFLUENCIA	NUM PISOS	PESO X PISO	P/0.35f'c (esquina)	P/0.45f'c (central)	AREA COLOCADA
	m2		Tn/m2	Área en cm2	Área en cm2	cm2
C1	7.40	3.00	1.00		234.92	375.00
C2	12.52	3.00	1.00		397.46	625.00
C3	8.97	3.00	1.00	366.12		625.00
C4	5.30	3.00	1.00	216.33		375.00

25x15
25x25
25x15
25x25

Este edificio contara con un área total de terreno de 180 m2, un área total construida de 171.52 m2, otra característica de este edificio de albañilería es que posee una densidad de muros de albañilería en la dirección X-X del piso 1 de 4.1% y en la dirección Y-Y de 4.5 %.

El piso 2 y el piso 3 contarán con una densidad de muros de albañilería en la dirección X-X de 4.10% y en la dirección Y-Y será de 4.5 %. La altura entre el primer piso y el cielo raso del segundo nivel será de 2.60 mts, para el segundo y tercer nivel será una altura de 2.50 mts.

Además, se puede notar que en la parte delantera de nuestra edificación no fue posible colocar muros de Albañilería Confinada, salvo los perimetrales laterales, haciendo obligatorio la colocación de columnas y vigas en ese sector para el correcto funcionamiento de la estructura, y evitar fallas por piso blando. Se está considerando en la base del edificio una restricción de empotramiento en las columnas y en los muros de albañilería, que es lo más usual y conveniente ya que nuestra cimentación será nuestro primer diafragma rígido, evitando movimientos y rotaciones en nuestra cimentación. Los muros de albañilería son ingresados a nuestro software con la característica Sheel, con espesor efectivo de 0.23 mts para muros de albañilería de cabeza y 0.13 mts para muros de albañilería de sogá, además el atributo Sheel del Etabs sirve para diseñar muros de albañilería, rampas o placas sometidas a flexión, corte y fuerza axial. La placa que se observa se introdujo ya que la densidad de muros de albañilería en la dirección X-X no se cumplía y el esfuerzo axial máximo era excedido incluso si este muro hubiera sido de cabeza, siendo necesario la inserción de una placa de 13 cms de espesor para poder cumplir con ambas exigencias. La característica de esta placa según el software es una sección tipo Sheel.

Nuestra losa maciza será de 0.125 mts de espesor, con ambas direcciones de armado, según la ubicación de los muros de albañilería portantes ubicados en nuestro modelamiento, esta losa será un tipo Membrana y con distribución de cargas en una sola dirección.

Sección Muro/Losa

Nombre de: ALIGERADO

Material: CONC210

Espesor:

Membrana: 0.125

Flexion: 0.125

Tipo:

☐ Shell ☒ Membrana ☐ Placa

☐ Placa Gruesa

Distribución de Carga:

☒ Carga en Una Dirección

Modificadores: Color: ■

OK Cancelar

Sección Muro/Losa

Nombre de: CABEZA

Material: ALBANILER

Espesor:

Membrana: 0.23

Flexion: 0.23

Tipo:

☒ Shell ☐ Membrana ☐ Placa

☐ Placa Gruesa

Distribución de Carga:

☐ Carga en Una Dirección

Modificadores: Color: ■

OK Cancelar

Sección Muro/Losa

Nombre de: PLACA

Material: CONC210

Espesor:

Membrana: 0.13

Flexion: 0.13

Tipo:

☒ Shell ☐ Membrana ☐ Placa

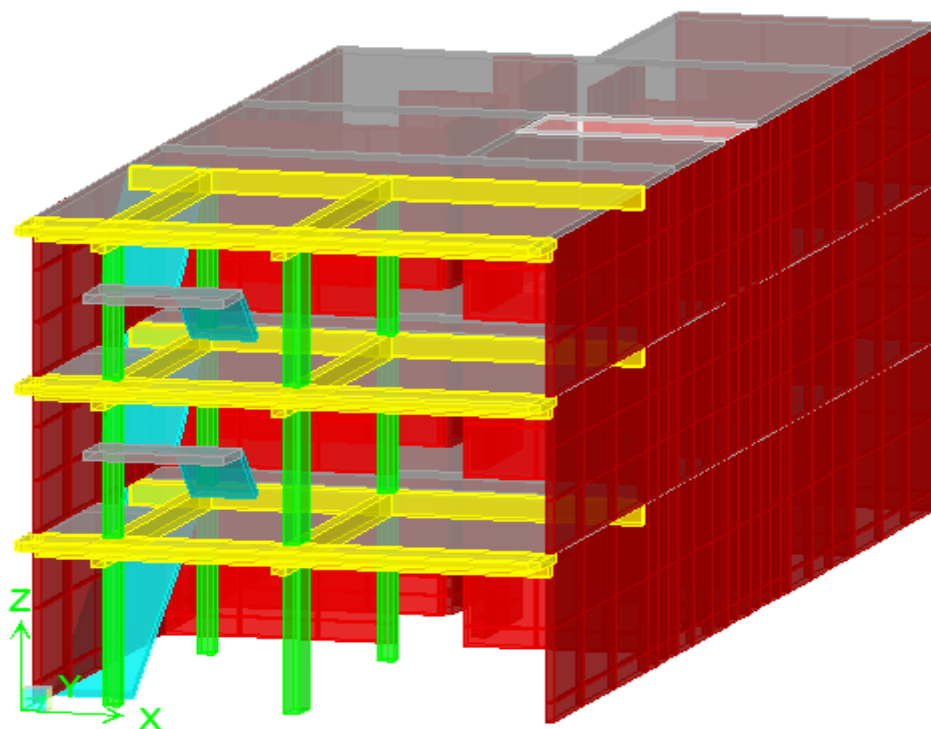
☐ Placa Gruesa

Distribución de Carga:

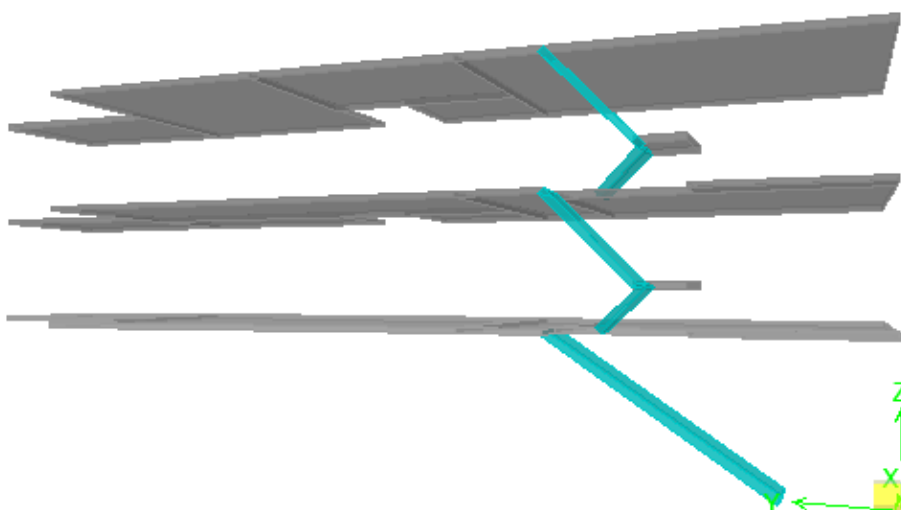
☐ Carga en Una Dirección

Modificadores: Color: ■

OK Cancelar



VISA EN 3D DE MODELMIENTO DELL EDIFICIO DE ALBAÑILERIA



VISTA DE ESCALERAS Y DE DIAFRAAGMAS RIGIDOS DEL EDIFICIO

2.3 Tipo de edificio: de Concreto Armado

Este tipo de edificio resiste las solicitaciones sísmicas y gravitacionales a través de pórticos y placas de concreto armado, más conocido como sistema Dual, que se ubican en ambas direcciones de análisis X e Y. El edificio puede considerarse empotrado a nivel de primer piso, y el corte se transmite mediante una losa de transferencia de carga.

Los pórticos se diseñarán para tomar por lo menos el 25% del cortante de la base. Los muros estructurales resistirán el cortante restante y las fuerzas sísmicas en su gran mayoría.

2.3.1 Arquitectura del proyecto

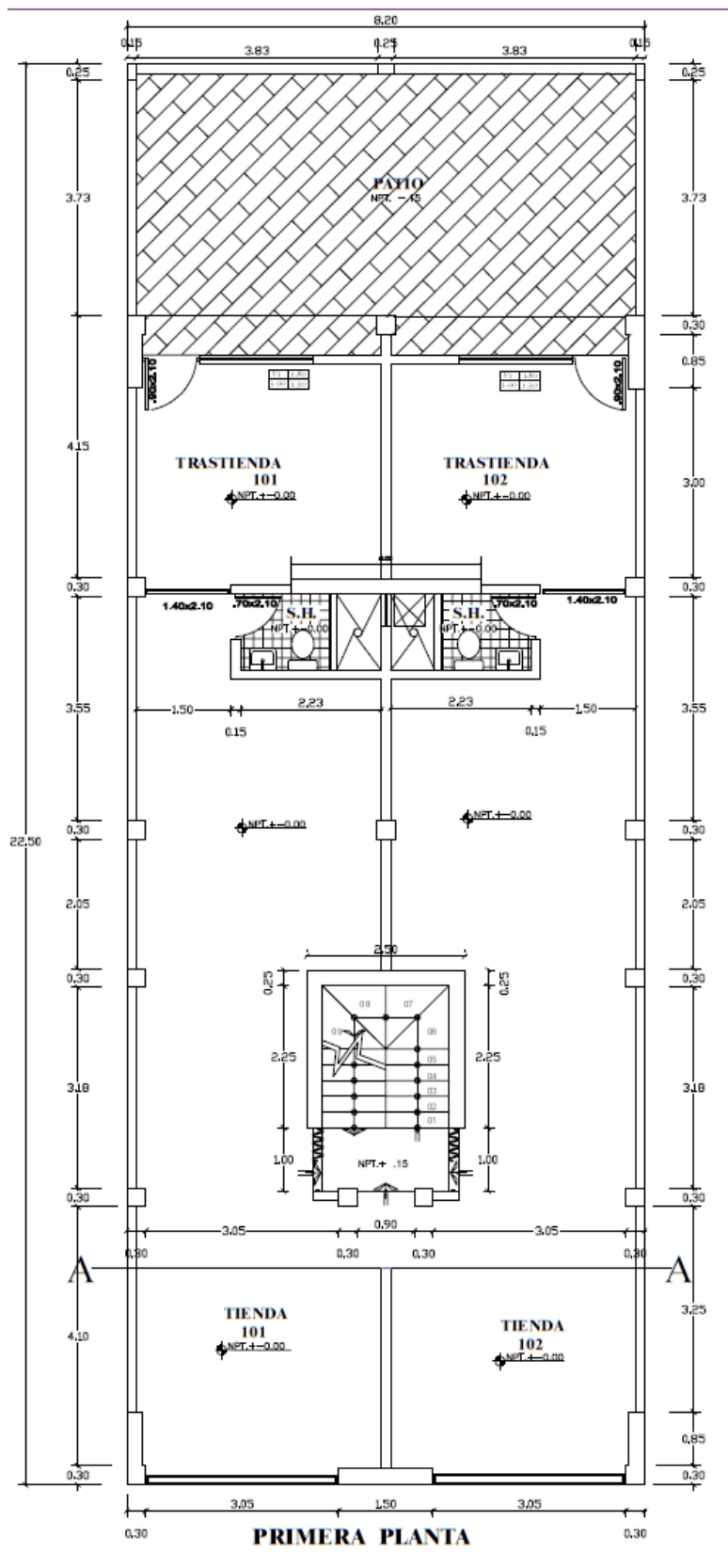
A) Descripción General

El edificio es comercial de tres niveles, una azotea, constara de 6 tiendas y dos baños básicos por nivel, el terreno es rectangular con un área total de 180m² y con un área techada de 151.70m².

B) Distribución y Circulación

En el primer nivel se puede apreciar la fachada de ingreso es por 02 portones y una puerta central con pasadizo que conduce a las escaleras, también 02 tiendas en la parte frontal, 02 en la parte central, 02 trastiendas y 02 cuartos de baño. La zona de escaleras está estructurada con 01 placas tipo “U canal”, además de una placa de 1.90 mts de largo en la parte trasera y una placa de 1.50mts en la fachada.

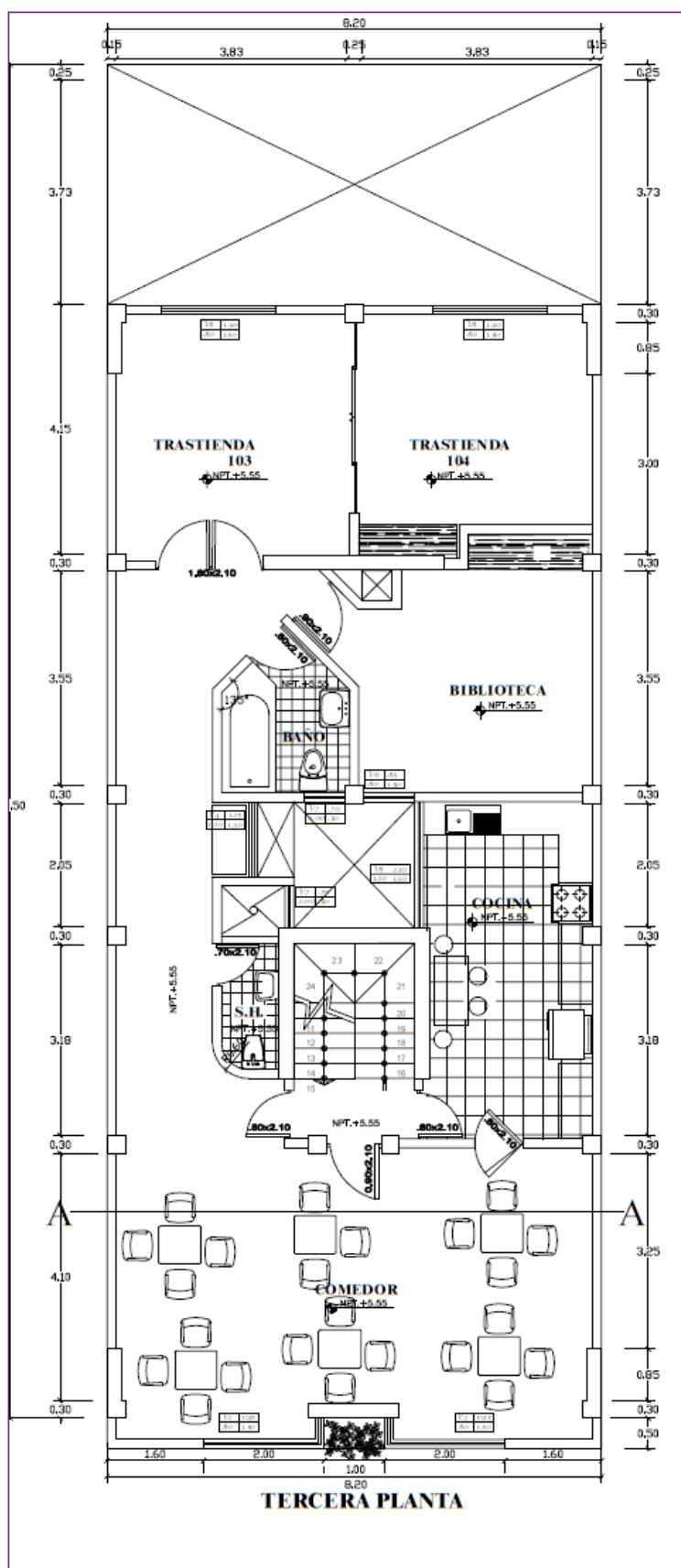
En el segundo y tercer nivel se puede observar una distribución similar en cuanto a ambientes y áreas de tiendas, además cuenta con un comedor en la parte delantera y una cocina.



TITULO	CONCRETO
ACTIVIDAD	ACTIVO

CONCRETO ARMADO	EDIFICIO COMERCIAL
ARQUITECTURA-1ER NIVEL	PIURA
PROFESIONAL	10.00

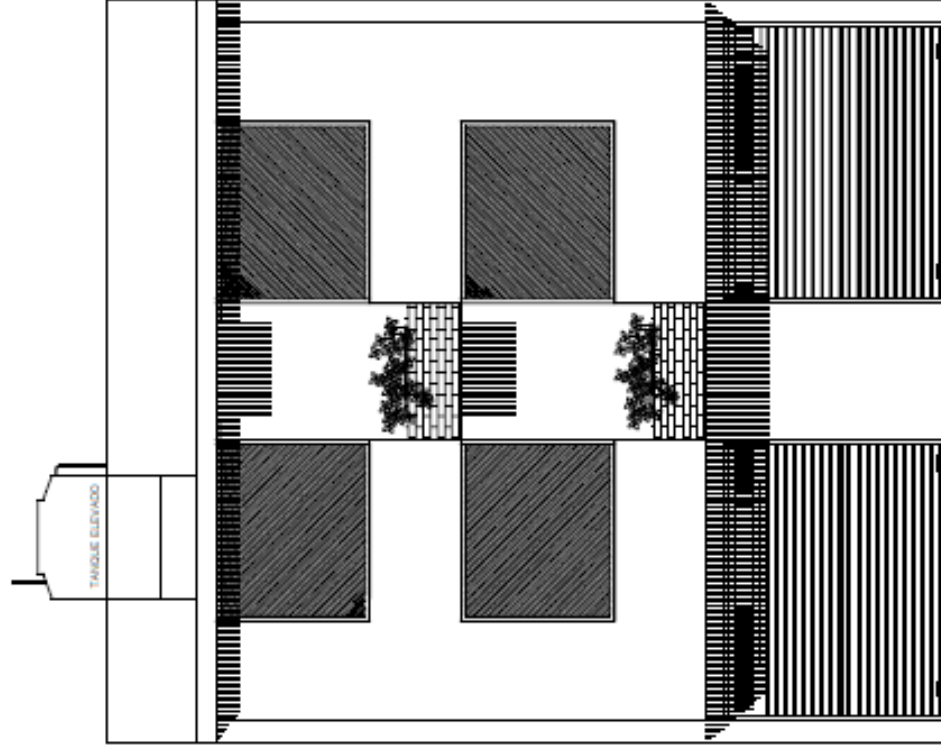
A-01



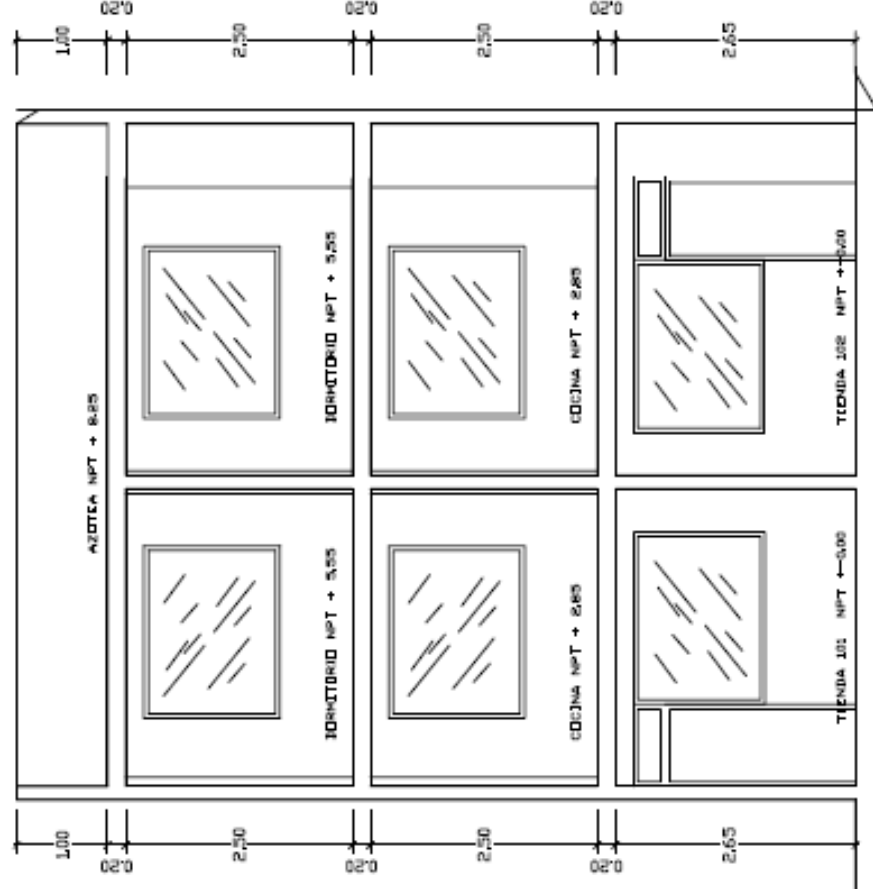
TPO	LARGO
ALFIZAS	ALFO

CONCRETO ARMADO		EDIFICIO COMERCIAL	
PLANTA	ARQUITECTURA-3ER NIVEL	SECCION	PURA
PROYECTADA	ELABORADA	REVISADA	APROBADA
			1/100

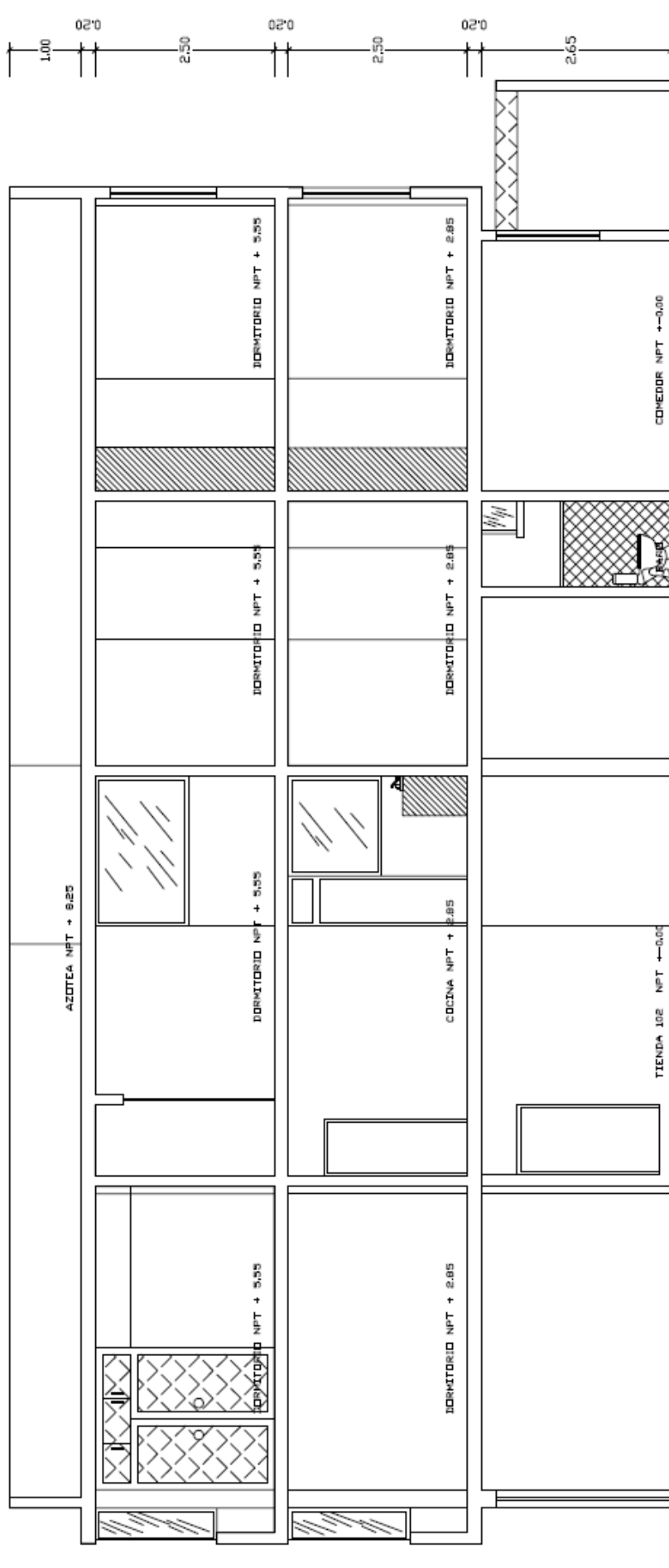
A-03



ELEVACION PRINCIPAL



CORTE A - A



CORTE B-B

PROYECTO	EDIFICIO COMERCIAL
CONCRETO ARMADO	
CONCRETO Y ELASTICIZANTE	
FECHA	A-05
PROYECTANTE	
REVISOR	
APROBADO	
FECHA	

2.3.2 Materiales utilizados

El concreto del edificio de CONCRETO ARMADO tendrá las siguientes propiedades:

Resistencia a la compresión (losas y vigas)	:	250 kg/cm ²
Resistencia a la compresión (columnas y placas)	:	250 kg/cm ²
Módulo de elasticidad de concreto	:	$15000 \cdot \sqrt{250} = 237170.82$ kg/cm ²
Peso específico	:	2400 kg/m ³

El acero de refuerzo tiene las siguientes características:

Fluencia	:	4200 kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero	:	2000000 kg/cm ²
Peso específico	:	7850 kg/m ³

2.3.3 Estructuración general

Esta sección tiene por objetivo el caracterizar el edificio de C°A° de pórticos de concreto armado, así como sus dimensiones generales, disposición de elementos estructurales, y otros parámetros característicos.

En primer lugar, se muestran las plantas de piso de estos edificios, lo que permite visualizar la ubicación de las columnas y las vigas, la simetría de las plantas es regular para evitar fallas por torsión. Se pueden apreciar de color verde las columnas, de color amarillo las vigas que se ubicaron y de color rojo las placas.

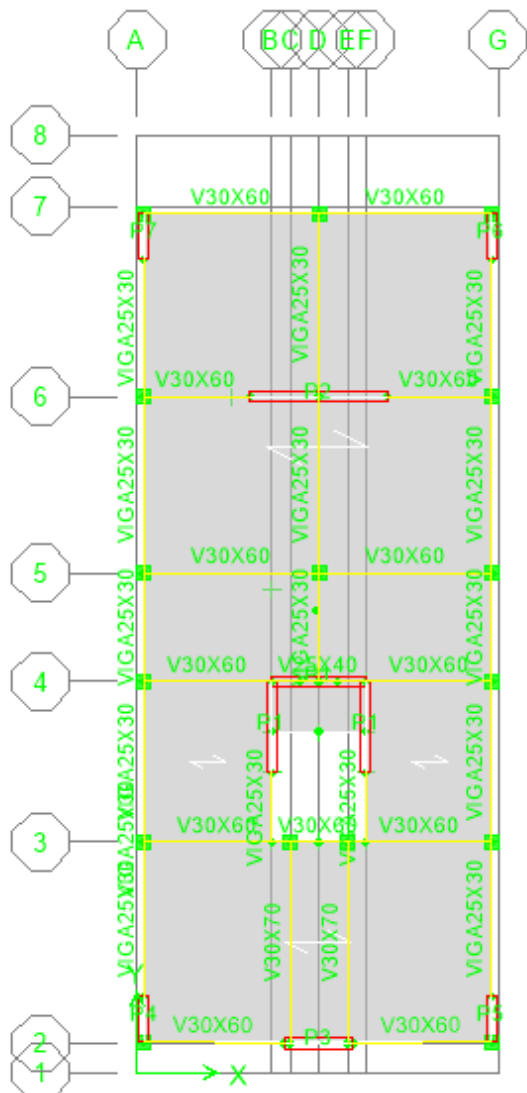
El edificio presenta una abertura en la parte central donde se proyectó la ubicación de la escalera. En esta zona se pueden apreciar la presencia de vigas 25x30 en la dirección y-y, estas vigas están apoyadas en las vigas x-x de 30x60.

Se utilizarán en total 14 columnas de dimensiones de 30x30, las cuales deben asumir el comportamiento dúctil y resistivo para un correcto comportamiento en un sismo. Se propuso la inclusión de placas de concreto armado de espesor de 25cms, dos placas en forma de L en la zona de escaleras, otra placa ubicada en la parte posterior de un largo de 3 mts, y otra placa ubicada en la parte de la fachada del edificio con un largo de 1.25 mts, para poder cumplir que las derivas de entrepiso sean menores a 0.007.

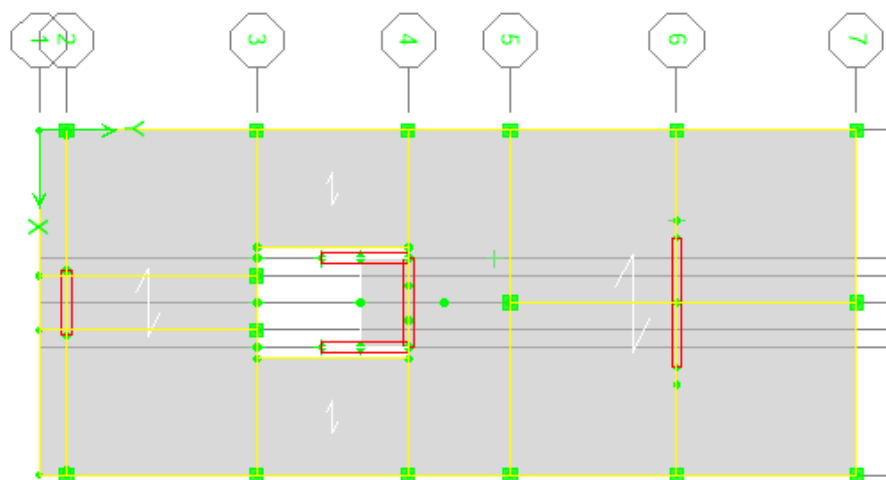
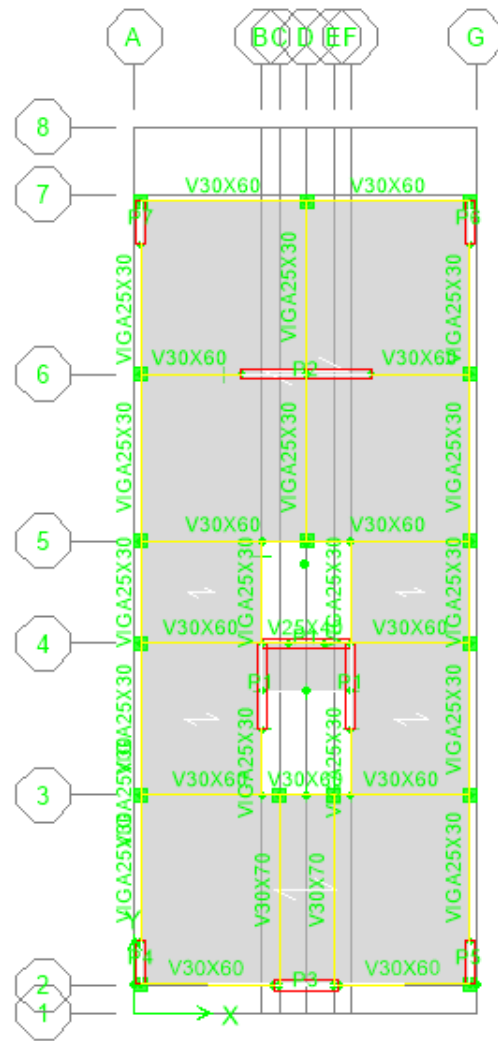
Con respecto a la cimentación, se pusieron en los extremos apoyos empotrados en el suelo. La losa maciza será de 0.125 cms y tendrá la propiedad de diafragma rígido para un correcto comportamiento estructural y sísmico.

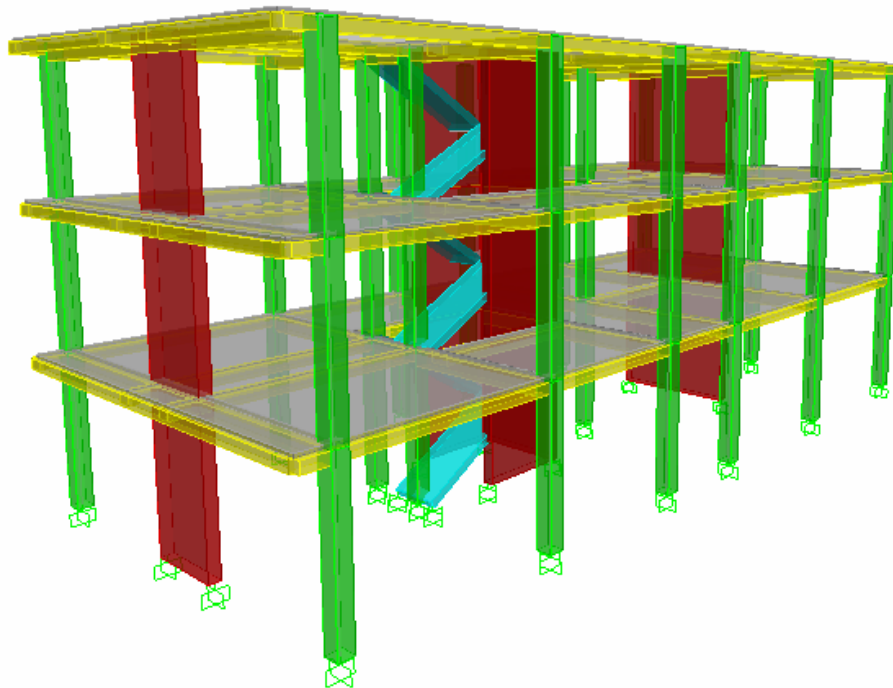
A continuación, se muestran las plantas del edificio y las vigas que se proyectaron en el modelo estructural

Planta del 1er nivel



Planta del 2do y 3er nivel





Vista del modelamiento del edificio en Etabs

2.3.4 Pre dimensionamiento de los elementos del edificio.

Antes de poder realizar el modelamiento en el software, se efectuó el pre dimensionamiento de muros de albañilería, columnas, vigas y losas macizas.

2.3.4.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Las vigas son dimensionadas para soportar momentos flectores y cortantes. Para eso se utilizarán las siguientes fórmulas para pre calcular las dimensiones de las vigas:

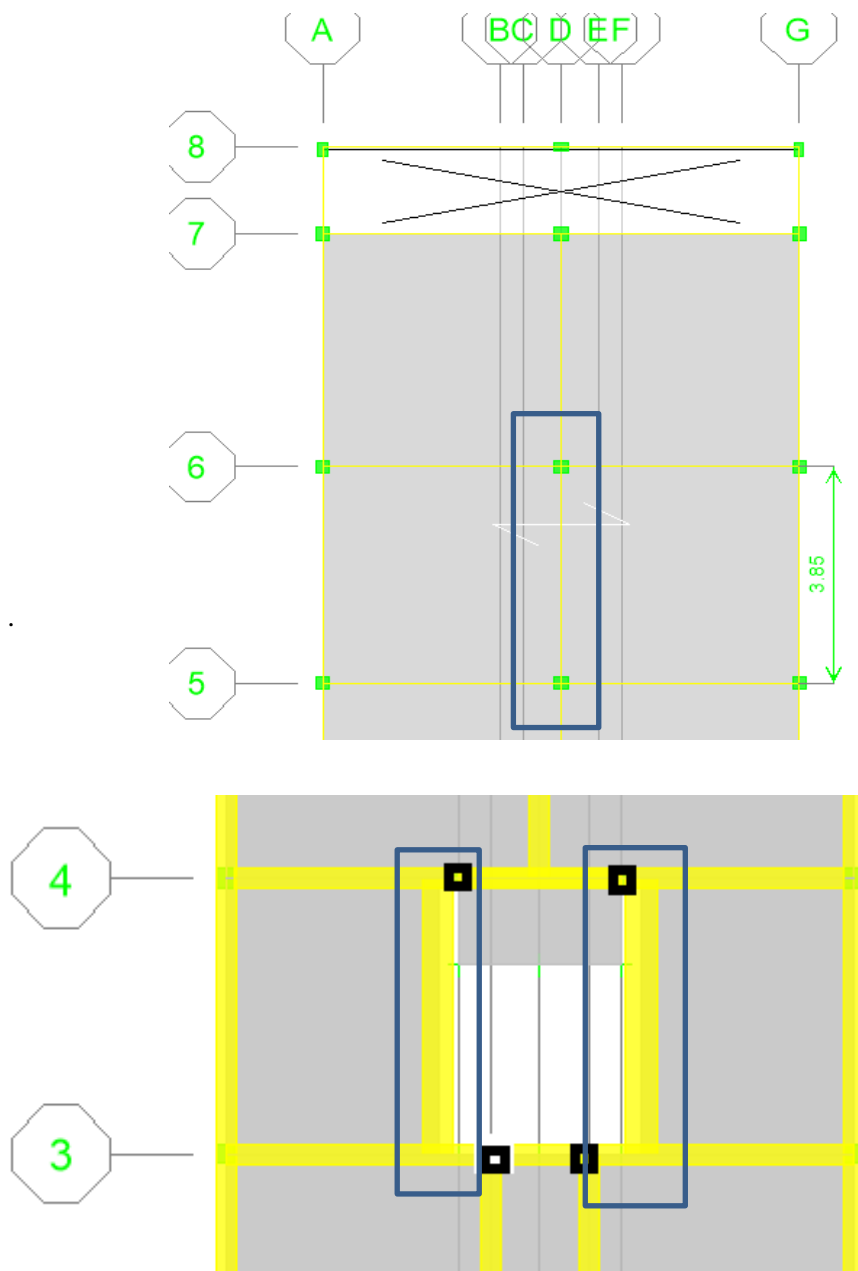
$$h = L_n/10 \text{ a } L_n/12 \text{----- peralte de la viga.} \quad b =$$

$$0.30 h \text{ a } 0.50 h \text{----- base de la viga.}$$

Para la viga ubicada en el eje D, entre los ejes 5 y 6 se aprecia que es una viga principal, ya que soportara la losa maciza, por lo tanto, usando las expresiones anteriores se tiene lo siguiente:

Viga Y-Y: Viga 0.25m x 0.30m

En la dirección X-X se utilizarán vigas chatas de 0.30x0.60 mt en toda la estructura



En la zona de escaleras, las dos vigas en la dirección y.-y serán de 0.25x0.30.

2.3.4.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS MACIZAS

Esfuerzo de fluencia del acero f_y (kg/cm ²)	Sin ábacos			Con ábacos		
	Paño exterior		Paño interior	Paño exterior		Paño interior
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde		Sin vigas de borde	Con vigas de borde	
2800	$1_n/33$	$1_n/36$	$1_n/36$	$1_n/36$	$1_n/40$	$1_n/40$
4200	$1_n/30$	$1_n/33$	$1_n/33$	$1_n/33$	$1_n/36$	$1_n/36$
5250	$1_n/28$	$1_n/31$	$1_n/31$	$1_n/31$	$1_n/34$	$1_n/34$

Espesores mínimos de losas armadas en dos sentidos.
del código del ACI).

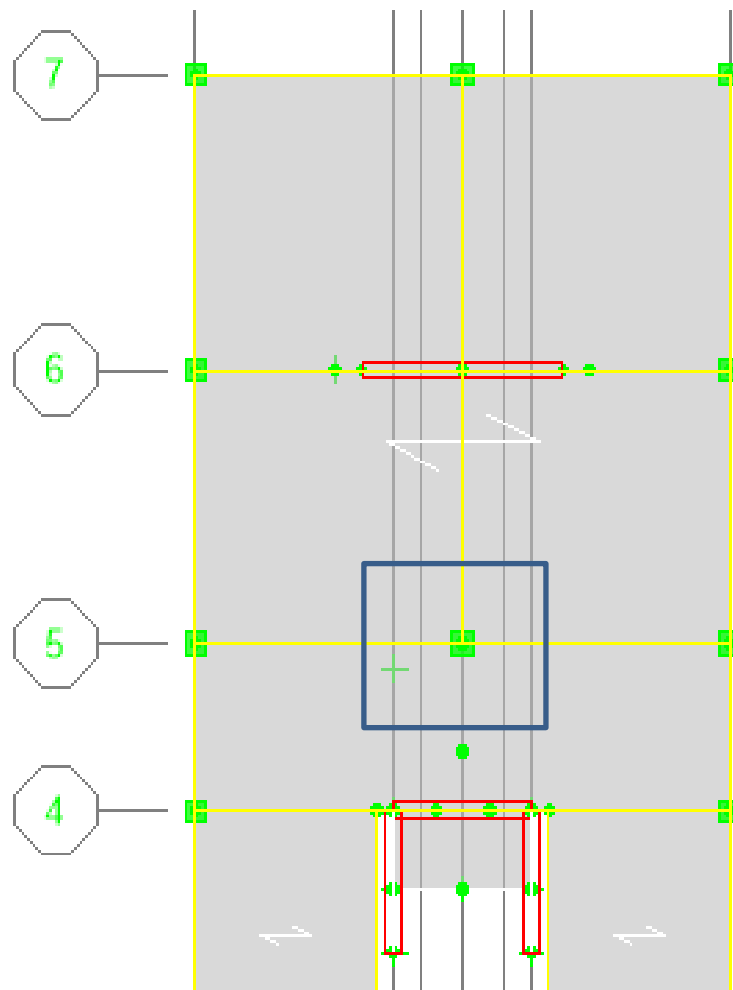
Las losas serán de espesor de 12.5 cms.

2.3.4.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Las columnas generalmente son sometidas a cargas de compresión y momentos flectores. Se utilizarán las siguientes fórmulas para el predimensionamiento.

- Área Columna= Servicio / $(0.45 \cdot f'_c)$ -----Columnas centrales
- Área Columna= Servicio / $(0.35 \cdot f'_c)$ -----Columnas esquina y lateral.

Plano de losa aligerada de la estructura. La columna enmarcada es la que mas carga resiste, esa columna se preedimensionara.



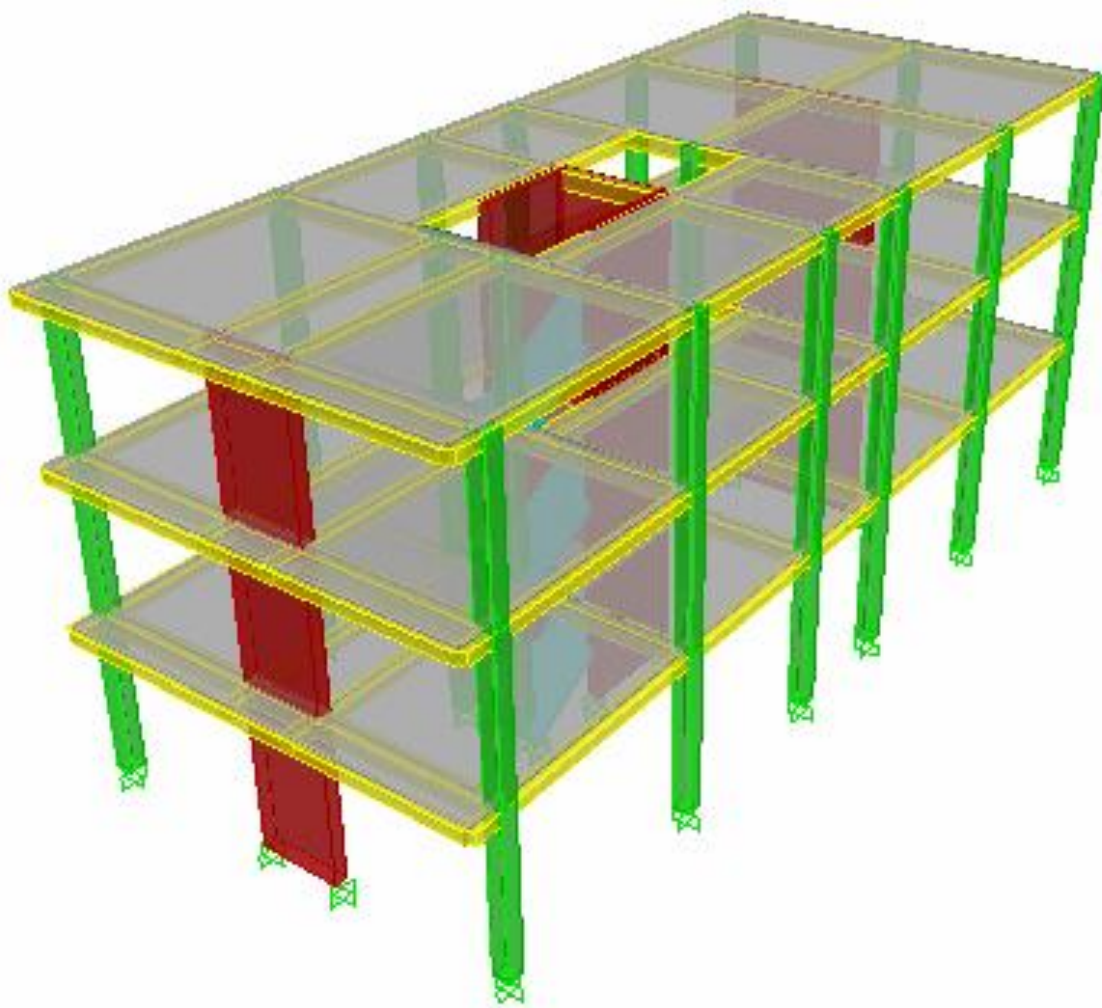
Se están proponiendo que las dimensiones de las 14 columnas sean de 30x30 para una correcta absorción y distribución de los esfuerzos que se generaran en un movimiento sísmico y obtener una falla dúctil que llegue a la resistencia ultima de nuestra estructura.

La altura típica para el primer nivel entre el piso terminado y el techo será de 2.60mts, para el segundo y tercer nivel será de 2.50 mts, además se puede notar que los elementos estructurales verticales de nuestro edificio en las esquinas están compuestos por una placa de 1.00m de longitud y un espesor de 0.25m. Esto se propone para evitar la falla por torsión en nuestro edificio y que nuestro primer modo de vibración sea traslacional y no rotacional.

Se está considerando en la base del edificio una restricción de empotramiento en las columnas y en los muros de albañilería, que es lo más usual y conveniente ya que nuestra cimentación será nuestro primer diafragma rígido, evitando movimientos y rotaciones en nuestra cimentación.

Nuestra losa maciza será de 0.125 mts de espesor, con $f'c=250$ kg/cm²; al igual que nuestras columnas, vigas peraltada y nuestras placas de concreto armado que son las que absorberán más los efectos de los sismos que se presenten.

Vista 3D Edificio de C°A°



CAPÍTULO III

3 RESULTADOS COMPARATIVOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN NTP-E030

3.1 Introducción

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos del análisis sísmico realizado a cada uno de los modelos de los edificios mediante el programa ETABS v.8.4.8. Este análisis sísmico se efectuó de acuerdo con las disposiciones que establece la Norma Técnica Peruana E030 Diseño Sismoresistente”, utilizando como método de análisis el Método Modal Espectral para el edificio de concreto armado y el método estático para el modelo de albañilería.

La comparación de los modelos se hace en términos de deformaciones, desplazamientos, y cortes y momentos por piso.

3.2 Disposiciones generales sobre diseño y método de análisis

3.2.1 Filosofía y principios de diseño sismoresistente

La filosofía del diseño sismoresistente consiste en:

- Evitar pérdidas de vidas
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- Minimizar los daños a la propiedad.

La NTP E030 reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en esta norma los siguientes principios para el diseño:

- La estructura no debe de colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
- La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante la vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de los límites aceptables.

3.2.2 Estados de carga estáticos

Se establecen las cargas permanentes y sobrecargas de uso (SC) a las cuales está sometida la estructura, y que se deben ingresar al programa computacional una vez modelado el edificio.

El peso propio de la estructura es calculado directamente por el programa computacional, por lo que la carga muerta (CM) ingresada corresponde a las terminaciones de las losas.

Dichos estados de carga son los siguientes según el tipo de edificio, y se describen en la Tabla 3-1 y Tabla 3-2.

Cargas estáticas por piso

DESCRIPCION	CM	CM(tn/m2)	CV(tn/m2)
EDIF.ALBAÑ	ACABADOS	0.1	---
	S/C PISOS	---	0.5
	S/C AZOTEA	---	0.1
	escalera	---	0.4

Cargas estáticas por piso

DESCRIPCION	CM	CM(tn/m2)	CV(tn/m2)
EDIF. CONC ARM.	ACABADOS	0.1	---
	S/C PISOS	---	0.5
	TABIQUERIA	0.1	---
	S/C AZOTEA	---	0.1
	escalera	---	0.4

3.2.3 Estados de carga dinámica

Para establecer la sollicitación sísmica utilizaremos dos métodos: El análisis estático y el análisis dinámico. El primer método se utilizará para el edificio de ALBAÑILERIA y el segundo para el edificio de CONCRETO ARMADO.

- A) **METODO ESTATICO.** (Edificio de Albañilería) La NTP E030 nos dice que este método representa las sollicitaciones sísmicas mediante fuerzas horizontales aplicadas en cada nivel de la edificación. Este método se utilizará para edificios bajos y sin irregularidades.

a.1) Periodo Fundamental: el periodo fundamental en cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = h_n / C_t \quad \text{donde:}$$

-Ct=35 para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente pórticos

-Ct=45 para edificios de concreto armado cuyos elementos sismoresistente sean pórticos o cajas de ascensores y escaleras.

-Ct=60 para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sismoresistente sean fundamentalmente muros de albañilería de corte.

a.2) Fuerza cortante en la base: la fuerza cortante en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará con a siguiente expresión:

$$V = (ZUCS \cdot P) / R$$

a.3) Distribución De La Fuerza Sísmica Por Altura: Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i, correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- a) Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.
b) Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

Story	Diaphragm	FX	FY	MZ
STORY3	D3	84.64	0.	0.
STORY2	D2	71.48	0.	0.
STORY1	D1	36.39	0.	0.

Story	Diaphragm	FX	FY	MZ
STORY3	D3	0.	84.64	0.
STORY2	D2	0.	71.48	0.
STORY1	D1	0.	36.39	0.

Para el edificio de albañilería, las cargas de sismo serán representada por la aplicación de fuerzas que se aplicarán en los diferentes niveles del edificio, a este método se le conoce como el método estático para representación de un sismo, exclusivamente para edificios de albañilería.

PARAMETROS SISMICOS			
Z=	0.45	Zona 4	
U=	1.5	comercial	
S=	1.1	Suelo Tipo 3	
N=	3	Tres Pisos	
C=	2.5		
Ro=	6	Albañileria	(R=3), análisis de sismo moderado R=6)
No se permitirán irregularidades extremas			
FACTORES DE IRREGULARIDAD			
Ia=	0.75	irregularidad en altura (regular)	
Ip=	1	irregularidad en planta (regular)	
R= Ro*Ia*Ip=	4.5		
PARAMETROS DE SITIO			
S=	1.1	suelo S3	
Tp=	1		
TL=	1.6		

EL PESO DE LA ESTRUCTURA ES:	
CM+0.5CV+0.25CT	
P =	459.7 Ton

Se utiliza los periodos de vibración del modo 1 y modo 3 obtenidos del modelamiento de la estructura, para poder encontrar nuestro factor C

				CALCULO DE C en direccion X e Y		
<div>$T < T_p$ $T_p < T < T_L$ $T > T_L$</div>		$C = 2,5$		Tx =	0.200	
		$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$		C=	2.5	
		$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$		Ty =	0.096	
				C=	2.5	
CALCULO DEL COEFICIENTE DE CORTANTE BASAL						
	SX	0.41250		SX	189.62625	tn
	SX	0.41250		SX	189.62625	tn
DISTRIBUCION DEL CORTANTE BASAL						
PISO	PESO	Hi	Peso x Hi	%	Fi	Vi
3-Azotea	135.33	8.25	1116.47	42.96	81.46	81.46
2	172.90	5.50	950.95	36.59	69.38	150.84
1	189.88	2.80	531.66	20.46	38.79	189.63
			2599.09	100.00	189.63	

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

	Mode	Period	UX	UY	UZ
	1	0.200970	77.1331	0.0003	0.0000
	2	0.125376	4.9987	1.1566	0.0000
	3	0.096172	0.0100	88.5951	0.0000
	4	0.059347	13.5791	0.2591	0.0000
	5	0.048550	0.3270	0.0015	0.0000
	6	0.040829	1.8892	0.5313	0.0000
	7	0.040340	0.0225	0.0275	0.0000
	8	0.036893	0.0965	0.0536	0.0000
	9	0.035119	1.1820	0.3172	0.0000

La norma E070 de Albañilería establece que el diseño de los muros de albañilería cubra todo su rango de comportamientos, desde la etapa elástica hasta una probable incursión en el rango inelástico, proveyendo de suficiente ductilidad y control de degradación de resistencia y rigidez. El diseño es por el método de resistencia con criterios de desempeño. El diseño está orientado a proteger la estructura contra daños ante eventos sísmicos frecuentes (sismos moderados), y proveer la necesaria

resistencia ante sismos severos, limitando la degradación de resistencia y rigidez con el propósito de limitar el nivel de daños en los muros de albañilería de manera que sean más económicamente reparables mediante procedimientos sencillos.

Para el propósito de esta norma se establece lo siguiente:

- El sismo moderado no producirá la fisuración de ningún muro portante
- Los elementos de acoplamiento deben funcionar como la primera línea de resistencia sísmica, disipando energía sísmica antes de que fallen los muros de Albañilería Confinada, por lo que estos se deberán diseñar para que fallen dúctilmente por flexión.
- La máxima distorsión angular será de 1/200
- Los muros de albañilería serán diseñados por capacidad de tal modo que puedan soportar la carga asociada a su incursión inelástica y que proporcionen una resistencia al corte mayor o igual a la del sismo severo (Los muros de albañilería x9 y x10 se cambiaron a muros de albañilería de cabeza, ya que en esta zona las derivas eran mayores a 0.005)

B) METODO DINAMICO (Edificio de C^oA^o) La NTP E030 nos indica que podremos utilizar este análisis si se realizan procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo-historia Para este caso utilizaremos el procedimiento espectral.

b.1) Modos de vibración: Los periodos naturales y modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura.

b.2) Aceleración espectral: Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = (ZUCS) * g / R$$

Para el espectro en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro horizontal.

b.3) Fuerza cortante mínima en la base: Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado para estructuras regulares, ni menor al 90% para estructuras irregulares.

Aplicaremos la norma para hallar el espectro de diseño correspondiente a nuestro edificio de concreto armado. Usaremos una tabla en Excel para dicho propósito.

ESPECTRO DE SISMO SEGÚN LA NUEVA NORMA E.030-2014

Zonificación, Según E.030-2014

1 (2.1)

Zona :	4
--------	---

Z =	0.45	g
-----	------	---

Parámetros de Sitio, Según E.030-2014 (2.4)

Perfil Tipo :	S3
---------------	----

S =	1.10
T _P =	1.00
T _L =	1.60

Categoría del Edificio, Según E.030-2014 (3.1)

Categoría :	Esencial A
-------------	------------

U =	1.50
-----	------

Coefficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas, 4 Según E.030-2014 (3.4)

Categoría :	Concreto Armado: dual
-------------	-----------------------

R ₀ =	7
------------------	---

Restricciones de Irregularidad, Según 5 E.030-2014 (3.7)

Restricciones :	No se permiten irregularidades extremas
-----------------	---

Factores de Irregularidad, Según 6 E.030-2014 (3.6)

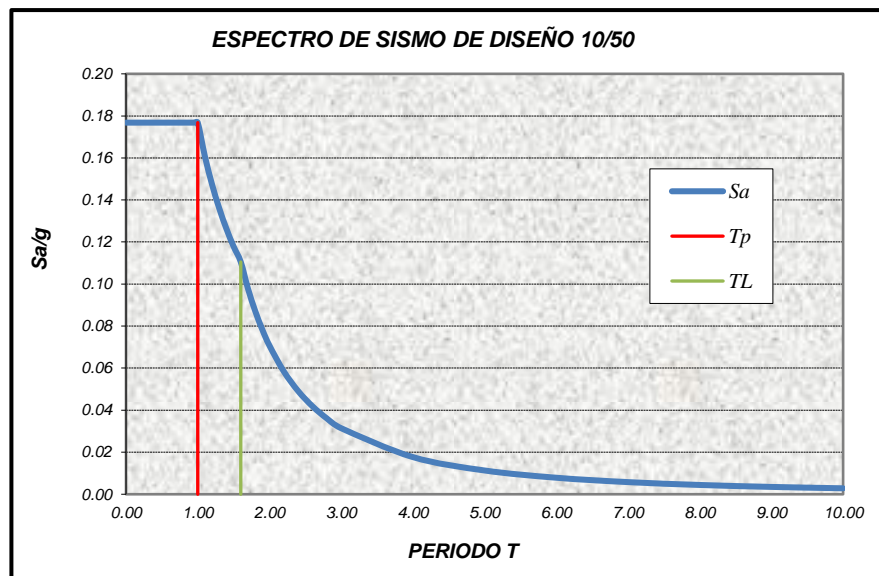
Tomar en consideración el punto 5 sobre restricciones.

Irregularidad en Altura, I_a :	01 Regular
	$I_a = 1.00$

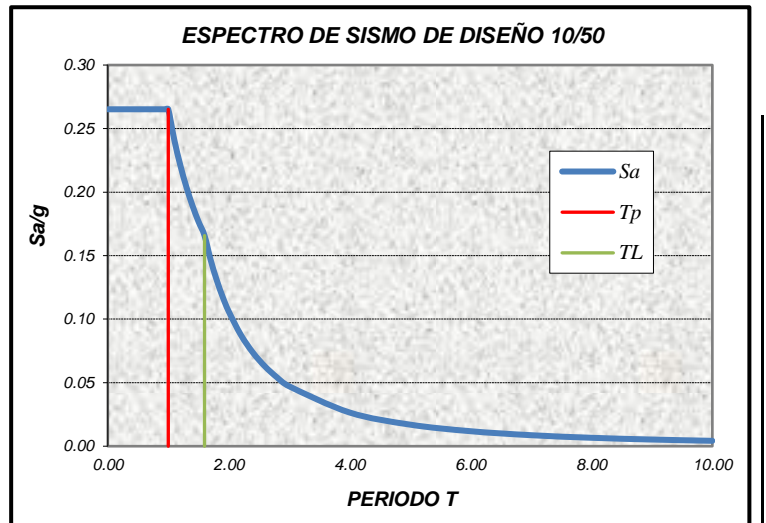
Irregularidad en Planta, I_p :	01 Regular
	$I_p = 1.00$ (Para el tipo 03 se debe ingresar el valor manualmente)

Coefficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas, Según 7 E.030-2014 (3.8)

$R = R_0 \times I_a \times I_p =$	7
-----------------------------------	---



C	T (s)	S _a /g
2.50	0.00	0.265
2.50	0.02	0.265
2.50	0.04	0.265
2.50	0.06	0.265
2.50	0.08	0.265
2.50	0.10	0.265
2.50	0.12	0.265
2.50	0.14	0.265
2.50	0.16	0.265
2.50	0.18	0.265
2.50	0.20	0.265
2.50	0.25	0.265
2.50	0.30	0.265
2.50	0.35	0.265
2.50	0.40	0.265
2.50	0.45	0.265
2.50	0.50	0.265
2.50	0.55	0.265
2.50	0.60	0.265
2.50	0.65	0.265
2.50	0.70	0.265
2.50	0.75	0.265
2.50	0.80	0.265
2.50	0.85	0.265
2.50	0.90	0.265
2.50	0.95	0.265
2.50	1.00	0.265
2.27	1.10	0.241
2.08	1.20	0.221
1.92	1.30	0.204
1.79	1.40	0.189
1.67	1.50	0.177
1.56	1.60	0.166
1.38	1.70	0.147
1.23	1.80	0.131
1.11	1.90	0.118
1.00	2.00	0.106
0.83	2.20	0.088
0.69	2.40	0.074
0.59	2.60	0.063
0.51	2.80	0.054
0.44	3.00	0.047
0.25	4.00	0.027
0.16	5.00	0.017
0.11	6.00	0.012
0.08	7.00	0.009
0.06	8.00	0.007
0.05	9.00	0.005
0.04	10.00	0.004



$$T < T_P$$

$$C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L$$

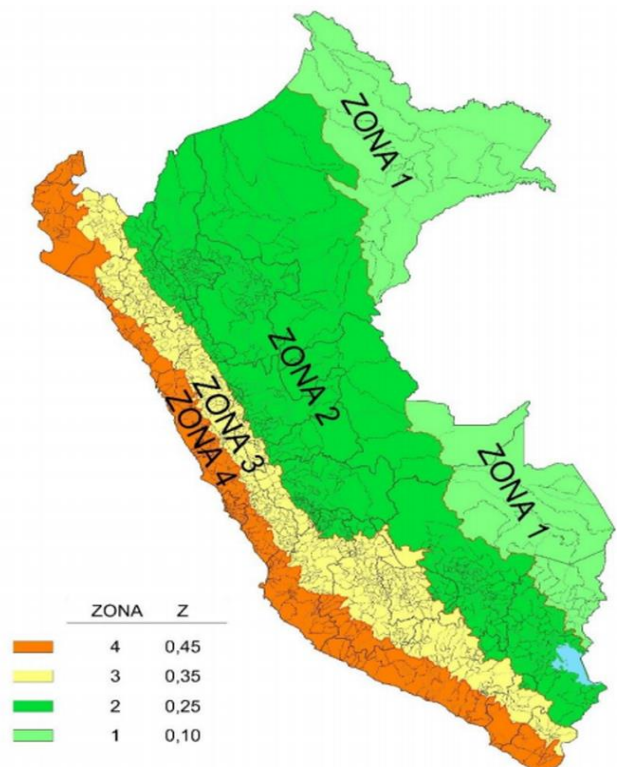
$$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T} \right)$$

$$T > T_L$$

$$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right)$$

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

ZONAS SÍSMICAS



Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
►	STORY1	SISMX	Top	0.00	82.08	0.21	893.737	0.429	269.05
	STORY1	SISMX	Bottom	0.00	82.34	0.22	895.428	0.859	526.45
	STORY1	SISMY	Top	0.00	0.23	83.05	328.158	279.676	0.697
	STORY1	SISMY	Bottom	0.00	0.22	83.27	329.005	538.277	0.960

Analizando resultados tenemos que:

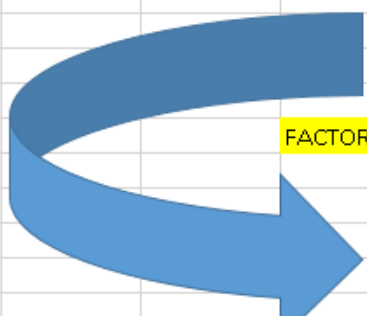
- el V Dinámico X= 82.34Tn
- el V Dinámico Y= 83.27 Tn

Para el análisis estático tenemos lo siguiente:

PARAMETROS SISMICOS			
Z=	0.45	Zona 4	
U=	1.5	comercial	
S=	1.1	Suelo Tipo 3	
N=	3	Tres Pisos	
C=	2.5		
Ro=	7	Dual	
No se permitiran irregularidades extremas			
FACTORES DE IRREGULARIDAD			
Ia=	1	irregularidad en altura (regular)	
Ip=	1	irregularidad en planta (regular)	
R= Ro*Ia*Ip=	7		
PARAMETROS DE SITIO			
S=	1.1	suelo S3	
Tp=	1		
TL=	1.6		

EL PESO DE LA ESTRUCTURA ES:
CM+0.5CV+0.25CT

P = 431.08 Ton



CALCULO DE C en direccion X e Y						
$\begin{cases} T < T_P \\ T_P < T < T_L \\ T > T_L \end{cases}$	$C = 2,5$		Tx =	0.263		
	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$		C=	2.5		
	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$		Ty =	0.185		
			C=	2.5		
CALCULO DEL COEFICIENTE DE CORTANTE BASAL						
	SX	0.26518	SX	114.31318	tn	
	Sy	0.26518	Sy	114.31318	tn	
DISTRIBUCION DEL CORTANTE BASAL						
PISO	PESO	Hi	Peso x Hi	%	Fi	Vi
3-Azotea	115.05	8.25	949.16	42.37	48.43	48.43
2	150.54	5.50	827.97	36.96	42.25	90.68
1	165.40	2.80	463.12	20.67	23.63	114.31
			2240.25	100.00	114.31	

Story Shears

Edit View

Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	STORY1	STX	Top	0.00	-105.06	0.00	1079.404	-0.001	-325.2
	STORY1	STX	Bottom	0.00	-105.74	0.00	1084.020	-0.001	-662.8
	STORY1	STY	Top	0.00	0.00	-105.05	-445.785	325.570	-0.00
	STORY1	STY	Bottom	0.00	0.00	-105.74	-448.504	663.373	-0.00
	STORY1	SISMX	Top	0.00	82.08	0.21	893.737	0.429	269.05
	STORY1	SISMX	Bottom	0.00	82.34	0.22	895.428	0.859	526.45
	STORY1	SISMY	Top	0.00	0.23	83.05	328.158	279.676	0.697
	STORY1	SISMY	Bottom	0.00	0.22	83.27	329.005	538.277	0.960

Analizando los cortantes tanto por método estático como por el método dinámico se tiene, y teniendo en cuenta el artículo 18 de la NTP E30:

Dirección de Análisis	V estático (tn)	V dinámico (tn)	80% V estático(tn)	Factor de reajuste
X-X	105.74	82.34	84.592	1.02735001
Y-Y	105.74	83.27	84.592	1.01587607

Como se puede apreciar en los dos sentidos de análisis, el cortante basal obtenido en el análisis dinámico es menor que el 80% del cortante basal del hallado con el análisis estático, por lo que será necesario escalar las fuerzas halladas con los factores de ajuste en cada dirección.

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping
Damping

Modal Combination
☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC
 f1 f2

Directional Combination
☒ SRSS ☐ ABS
☐ Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	ESPECTRC	1.0274
U2		
UZ		

Excitation angle

Eccentricity
 Ecc. Ratio (All Diaph.)
 Override Diaph. Eccen.

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping
Damping

Modal Combination
☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC
 f1 f2

Directional Combination
☒ SRSS ☐ ABS
☐ Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	ESPECTRC	1.0159
UZ		

Excitation angle

Eccentricity
 Ecc. Ratio (All Diaph.)
 Override Diaph. Eccen.

3.2.4 Combinaciones de carga: A continuación, se definen las combinaciones de carga que se ingresan al programa computacional para el diseño sísmoresistente, las cuales son:

- CM
- 1.4CM + 1.7CV
- 1.25CM + 1.25CV ± CS
- 0.9CM ± CS

3.2.5 Peso Sísmico de la Estructura: De acuerdo a lo establecido en la NTP E030, el peso sísmico se calcula como las cargas permanentes más un porcentaje de la sobrecarga de uso, el cual en este caso es de 50% para edificaciones del tipo A, más un 25% de la sobrecarga de azotea.

3.2.6 Análisis por torsión accidental

El análisis de este efecto se les realiza a los edificios por medio de una opción que permite el programa computacional. Esta opción corresponde al desplazamiento transversal de los centros de masas del modelo en la siguiente cantidad:

$k_y \pm 0,05b$ Para el sismo en dirección X

$k_x \pm 0,05b$ Para el sismo en dirección Y

donde:

$k_y b$: Dimensión en la dirección Y, de la planta del nivel k.

$k_x b$: Dimensión en la dirección X, de la planta del nivel k.

3.3 Resultados del análisis estático y dinámico

3.3.1 Periodos fundamentales y masas efectivas

A continuación, se presentan para cada edificio los principales modos de vibración con sus respectivos períodos y masas efectivas. Estos resultados se obtienen luego de realizar el análisis dinámico en los dos edificios mediante el programa computacional, y se muestran en la Tabla 3-2, Tabla 3-3

PERIODOS Y MASAS EFECTIVAS-EDIFICIO ALBAÑILERIA

Modo	Periodo (seg)	Masa X (%)	Masa Y (%)	Dirección
1	0.200	76.504	0.0052	traslación X
2	0.125	5.674	1.779	rotación
3	0.0961	0.028	87.482	traslación Y

Para el edificio de muros de albañilería se tiene que el primer modo de vibrar de la estructura es una traslación en dirección X que es la dirección más corta, el segundo modo es rotacional y el tercer modo es una traslación en dirección

PERIODOS Y MASAS EFECTIVAS-EDIFICIO CONCRETO ARMADO

Modo	Periodo	Masa X (%)	Masa Y (%)	Dirección
1	0.263	3.8009	0.0007	Traslacional Y
2	0.231	0.0001	75.390	Rotacional
3	0.240	75.710	0.000	Traslación X

En el caso del edificio de concreto armado, se tiene que el primer modo es traslacional en y, el segundo es rotacional, en tanto el tercer modo es traslacional en X.

Para este edificio de concreto armado el primer modo de vibrar de la estructura es traslacional en Y, lo cual es lo más deseable en una estructura.

Por otra parte, si se compara los dos edificios, se observa que los períodos son mayores en el edificio de concreto armado, lo que se debe a que este tipo de estructuración es en general menos rígida que la estructuración de muros de Albañilería Confinada del otro edificio.

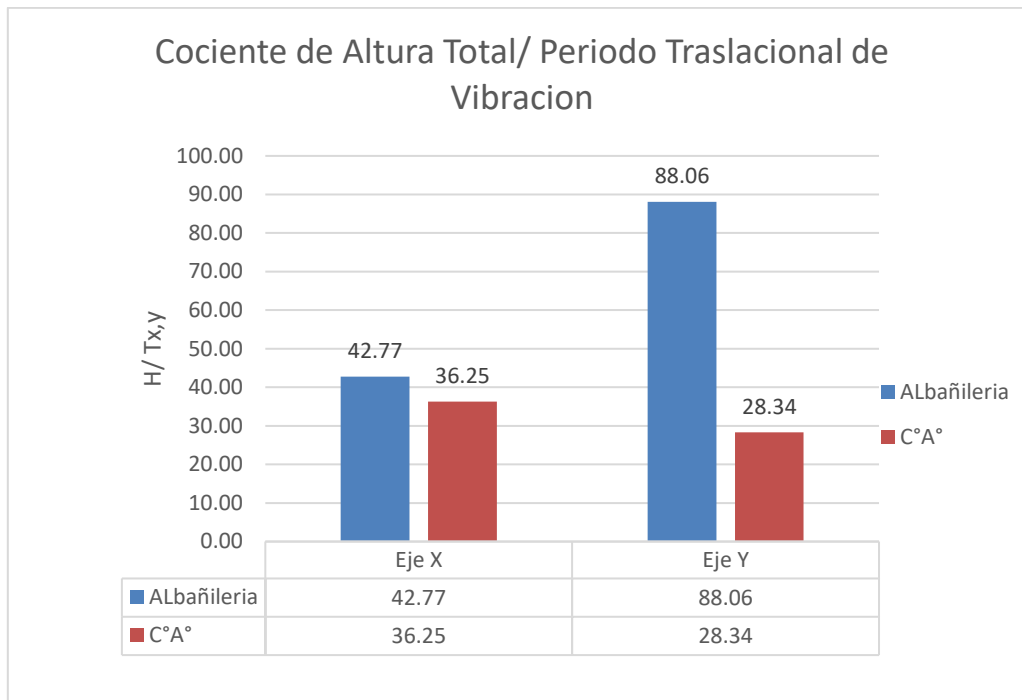
3.4. Indicadores de Rigidez

3.4.1 Cociente Altura Total / Período Modo Traslacional

Este índice, con dimensiones de velocidad, es uno de los mejores estimadores de la rigidez traslacional del edificio. Su importancia radica en que para su cálculo no es necesaria la aplicación de un análisis normativo, por lo que resulta ser un parámetro relevante a nivel de estructuración. La clasificación es la siguiente:

$\frac{H}{T} < 20$	Estructura extremadamente flexible
$20 < \frac{H}{T} < 30$	Edificios flexibles
$30 < \frac{H}{T} < 70$	Edificios de rigidez normal
$70 < \frac{H}{T} < 150$	Edificios rígidos
$\frac{H}{T} > 150$	Estructuras con excesiva rigidez lateral

Los resultados obtenidos en este parámetro se muestran a continuación



Altura Total/Período Traslacional

Se observa que los dos edificios presentan una rigidez normal en la dirección X, para la dirección Y del edificio de albañilería se clasificaría como rígido, y para el edificio de Concreto Armado clasificaría como flexible en la dirección Y; aunque se da esto se cumple que las derivas son menores a 0.007 en esta dirección.

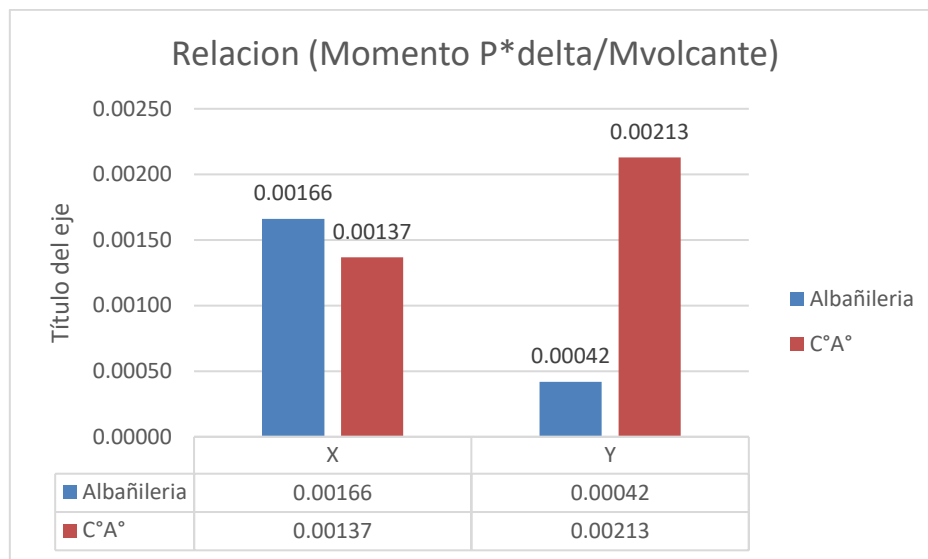
3.4.2 Efecto P-Δ

Este efecto se produce al aplicar cargas externas de tipo gravitacional sobre estructuras de configuración deformada. El presente indicador mide la relación que existe entre el momento producido por el efecto P-Δ y el momento volcante directo generado por la acción sísmica. Se establece que este efecto puede ignorarse para el siguiente rango:

$$0.00 < \frac{M_{P-\Delta}}{M_v} < 0.05$$

El momento P-Δ es generado por los productos acumulados de los pesos de cada piso por sus respectivos desplazamientos laterales, y el momento volcante se obtiene de multiplicar las fuerzas sísmicas de cada piso por su respectiva altura sobre el nivel basal.

Los resultados obtenidos en este parámetro se muestran a continuación



Se observa que este rango es ampliamente satisfecho por los 02 edificios.
También se deduce que a medida que el edificio es más flexible, el efecto P-Δ aumenta.

3.4.3 Derivas máximas de entrepiso

Los máximos desplazamientos relativos de entrepiso se muestran a continuación para ambos edificios en los casos de carga sísmica tanto en la dirección X e Y

EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO

Story	Ítem	Load	X	Y	DriftX	DriftY	0.75Rx	0.75Ry
STORY3	Max Drift X	SISMX	7.75	18.73	0.001039		0.00545	
STORY3	Max Drift Y	SISMX	0.15	5.03		0.000239		0.00125
STORY3	Max Drift X	SISMY	2.95	7.43	0.000018		0.00009	
STORY3	Max Drift Y	SISMY	7.75	17.73		0.001332		0.00699
STORY2	Max Drift X	SISMX	7.75	18.73	0.00099		0.00520	
STORY2	Max Drift Y	SISMX	0.15	1.655		0.00023		0.00121
STORY2	Max Drift X	SISMY	5	7.43	0.000041		0.00022	
STORY2	Max Drift Y	SISMY	7.75	17.73		0.001192		0.00626
STORY1	Max Drift X	SISMX	7.75	18.73	0.000541		0.00284	
STORY1	Max Drift Y	SISMX	0.15	1.655		0.000118		0.00062
STORY1	Max Drift X	SISMY	3.225	0.63	0.000004		0.00002	
STORY1	Max Drift Y	SISMY	7.75	17.73		0.000568		0.00298

Como se puede observar cumple que todas las derivas son menores a **0.007** como indica el artículo 15 de la NTP E030

EDIFICIO DE ALBAÑILERIA

Story	Ítem	Load	X	Y	DriftX	DriftY	0.75Rx	0.75Ry
STORY3	Max Drift X	SISMX	0	0.92	0.00107		0.00482	
STORY3	Max Drift Y	SISMX	0	5.159		0.000059		0.00027
STORY3	Max Drift X	SISMY	2.2	3.58	0.000051		0.00023	
STORY3	Max Drift Y	SISMY	0	14.7		0.000214		0.00096
STORY2	Max Drift X	SISMX	4.02	0	0.001089		0.00490	
STORY2	Max Drift Y	SISMX	0	5.159		0.000053		0.00024
STORY2	Max Drift X	SISMY	5.347	23.22	0.000027		0.00012	
STORY2	Max Drift Y	SISMY	0	5.764		0.000228		0.00103
STORY1	Max Drift X	SISMX	4.02	0.92	0.000678		0.00305	
STORY1	Max Drift Y	SISMX	8	21.627		0.00003		0.00014
STORY1	Max Drift X	SISMY	4.02	0.92	0.00004		0.00018	
STORY1	Max Drift Y	SISMY	8	2.737		0.000201		0.00090

Como se puede observar cumple que todas las derivas son menores a **0.005** como indica el artículo 15 de la NTP E030

3.4.4 Cortantes por nivel

Las cortantes generadas por el movimiento sísmico se generan por la distribución por niveles del cortante basal generados en nuestro análisis estático para el caso del muro de albañilería; y por el análisis dinámico en caso del edificio de concreto armado.

Análisis en eje X

	Vsísmico (tn)		
	3	2	1
ALBAÑILERIA	84.64	71.48	36.39
CºA	56.50	46.16	23.51

Análisis en eje Y

	Vsísmico (tn)		
	3	2	1
ALBAÑILERIA	84.64	71.48	36.39
CºA	60.18	44.40	22.17

3.4.5 Peso de la edificación por niveles.

El peso de la edificación viene a ser nuestro peso sísmico que viene a ser: $D+0.5L+0.25T$

Pesos x nivel (tn)

	3	2	1
ALBAÑILERIA	138.61	174.11	181.88
CºA	100.34	141.09	149.78

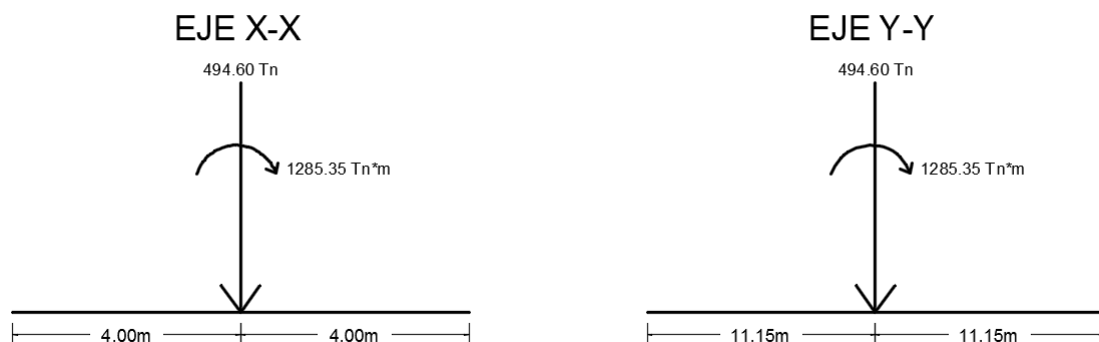
3.4.6 Estabilidad del edificio

La NTE E-030 indica que la estructura debe resistir el momento de volteo que produce un sismo con un factor de seguridad mayor o igual al 1.5

Factor de seguridad = Momento estabilizante / Momento volcante ≥ 1.5

El Momento estabilizante se calcula como el momento que se opone al volteo desde un extremo de la base del edificio, de tal forma que es igual al peso total multiplicado por la mitad de la longitud en planta de la dirección de análisis.

EDIFICIO DE ALBAÑILERIA

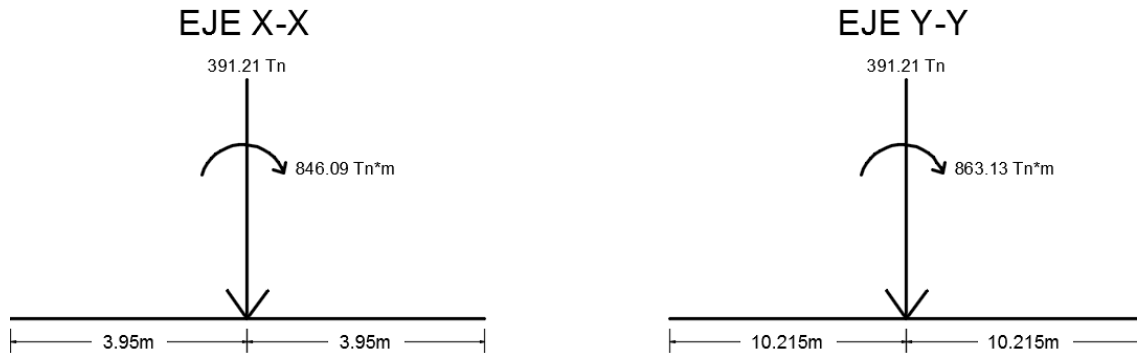


Para Eje X-X: $F. S = 494.60 \times 4.00 / 1285.35 = 1.53 \geq 1.50$ (OK)

Para Eje Y-Y: $F. S = 494.60 \times 11.15 / 1285.35 = 4.29 \geq 1.50$ (OK)

Los factores obtenidos son mayores a 1.50, por lo tanto, se comprueba la estabilidad del edificio.

EDIFICIO DE C°A°



Para Eje X-X: $F. S = 391.21 \times 3.95 / 846.09 = 1.82 \geq 1.50$ (OK)

Para Eje Y-Y: $F. S = 391.21 \times 10.215 / 863.13 = 4.63 \geq 1.50$ (OK)

Los factores obtenidos son mayores a 1.50, por lo tanto, se comprueba la estabilidad del edificio.

3.4.7 Juntas de Separación

La NTE E0.30 señala que la estructura se debe separar del límite de propiedad al menos $2/3$ del desplazamiento máximo del edificio y como mínimo $s/2$; $s = 3 + 0.004 (h - 500)$.

Edificio de Albañilería

En la dirección XX:

Dist. del Límite de Propiedad $\geq 2/3 (0.92\text{cm}) = 0.613 \text{ cm}$; y

Dist. del Límite de Propiedad $\geq (3 + 0.004 (860 - 500)) / 2 = 2.22 \text{ cm}$.

En la dirección YY:

Distancia del Límite de Propiedad $\geq 2/3 (0.14\text{cm}) = 0.10 \text{ cm}$; y

Distancia del Límite de Propiedad $\geq (3 + 0.004 (860 - 500)) / 2 = 2.22 \text{ cm}$.

Luego, Tomamos junta de 5 cm en ambas direcciones.

Edificio de C°A°

En la dirección XX:

Dist. del Límite de Propiedad $\geq 2/3 (3.25\text{cm}) = 2.17 \text{ cm}$; y

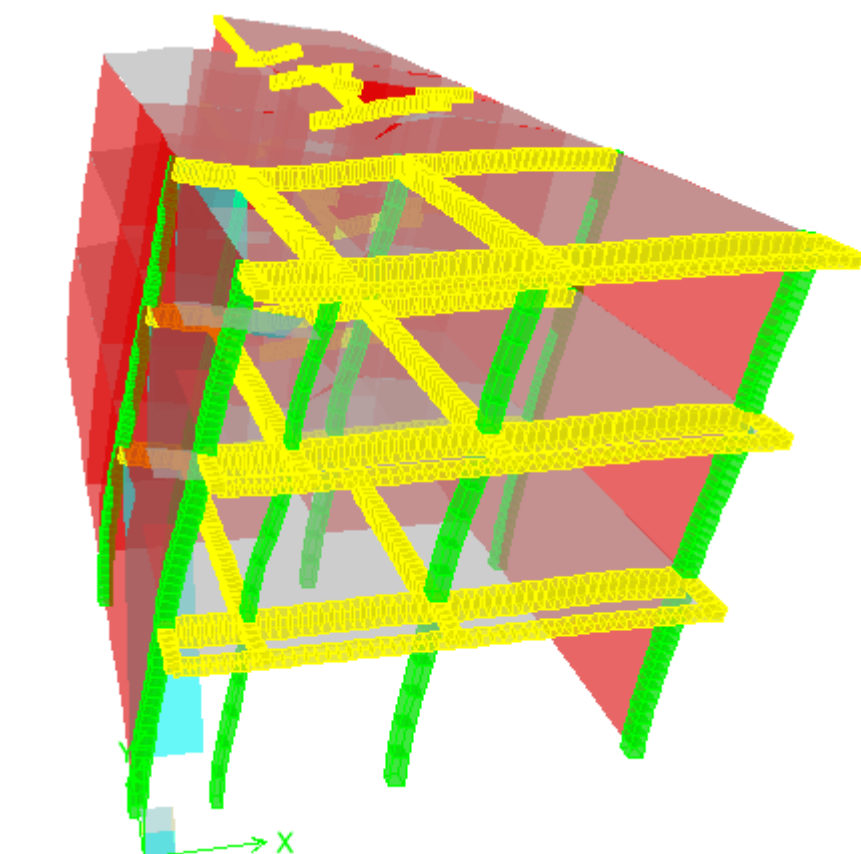
Dist. del Límite de Propiedad $\geq (3 + 0.004 (860 - 500)) / 2 = 2.22 \text{ cm}$.

En la dirección YY:

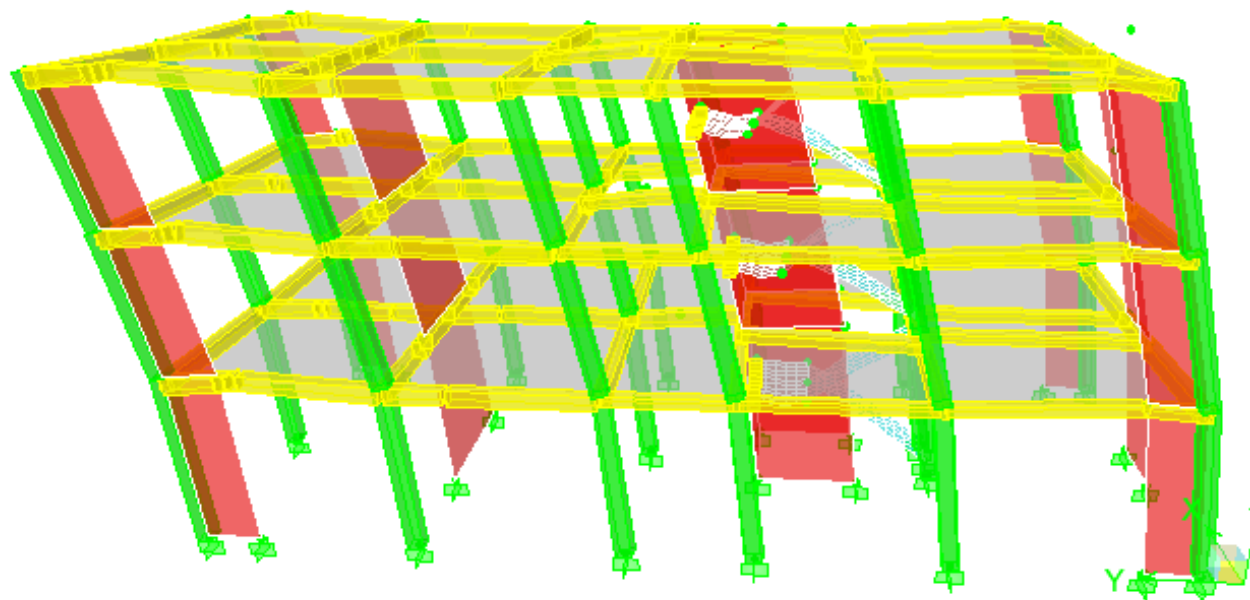
Distancia del Límite de Propiedad $\geq 2/3 (0.65\text{cm}) = 0.43 \text{ cm}$; y

Distancia del Límite de Propiedad $\geq (3 + 0.004 (860 - 500)) / 2 = 2.22 \text{ cm}$.

Luego, Tomamos junta de 5 cm en ambas direcciones.



1er modo vibración Traslacional en y-y- Edificio de Albañilería



1er modo vibración Traslacional en y-y- Edificio de C°A

3.5 Conclusiones y Comentarios

En este capítulo se obtuvieron los resultados relevantes luego de someter cada edificio al análisis sísmico que define la NTP E030 Diseño Sismo resistente.

Con respecto a los períodos vibratorios puede decirse que para el Edificio de Albañilería se obtuvieron los períodos más bajos, lo que dio como resultado que este sea más rígido que edificio de C°A.

Del estudio de cortes y momentos por piso, y de los desplazamientos y deformaciones, la conclusión más importante que se desprende es que el eje X de ambos edificios son menos rígido que el eje Y, lo que hace que esta dirección sea la más desfavorable para ambas estructuraciones, pero sobretodo en la estructuración de concreto armado.

Con respecto a la estabilidad del edificio, ambas edificaciones demostraron estar bien estructuradas para resistir el momento volcante provocado por la distribución de la cortante basal del sismo en los tres niveles con un F.S mayor a 1.5.

Por otra parte, los resultados obtenidos de esfuerzos y deformaciones avalan que los dos edificios analizados cumplen a cabalidad todas las exigencias impuestas por la NTP E030 Diseño Sismoresistente.

-

CAPITULO IV

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS

4.1 DISEÑO DE EDIFICIO DE ALBAÑILERÍA

4.1.1 Diseño de Muros de Albañilería Confinada

4.1.1.1. VERIFICACIONES PARA EL DISEÑO

En este acápite se realizará el cálculo de la resistencia al corte global, fuerzas internas ante sismo severo y verificación del agrietamiento en los pisos superiores. Para dicho procedimiento se tendrán en cuenta las siguientes variables:

L:	Longitud del muro (m)
Pg:	Carga axial de gravedad = $PD + 0.25PL$
Ve, Me:	Fuerza cortante y momento flector por sismo moderado
α:	Factor de reducción de la resistencia al corte por esbeltez. $\alpha = Ve \cdot L / Me$, $\alpha = [0.333, 1]$
Vm:	Resistencia a la fuerza cortante, $Vm = 0.5 \cdot v'm \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23 \cdot Pg$ donde $v'm = 81 \text{ Tn/m}^2$. Para muros de concreto: $Vm = Vc = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot t \cdot D$, donde $D = 0.80 \cdot L$
t:	Espesor efectivo de los muros, $t = 0.13 \text{ m}$.
v'm:	Resistencia a corte puro de los muretes de albañilería
Vm1/Ve1:	Factor de amplificación para pasar a condición de sismo severo, solo se calcula para el primer piso de cada muro, $Vm1/Ve1 = [2, 3]$. En el caso del concreto armado, el factor de amplificación es 1.25
Vu:	Fuerza cortante última ante sismo severo, $Vu = Ve \cdot (Vm1/Ve1)$
Mu:	Momento flector último ante sismo severo, $Mu = Me \cdot (Vm1/Ve1)$
VE:	Cortante de entrepiso ante sismo severo

Se deben verificar el cumplimiento de los siguientes requisitos:

-Ningún muro debe agrietarse ante el sismo moderado, es decir, $V_e \leq 0.55 \cdot V_m$ con el 5% de tolerancia.

-La resistencia global a la fuerza cortante deberá ser mayor o igual a la fuerza cortante producida por el sismo severo, $\Sigma V_m \geq V_E$. En el caso que $\Sigma V_m \gg V_E$, se podrá dejar de confinar algunos muros de albañilería internos. Si $\Sigma V_m > 3 \cdot V_E$ se puede dar por concluido el análisis y diseñar con refuerzo mínimo pues indicaría que los muros de albañilería se comportarían elásticamente ante el sismo severo. De no cumplirse cualquiera de estos requisitos, deberá cambiarse la calidad de albañilería, el espesor del muro o convertirlo en placa de concreto armado. Para estos dos últimos casos se debe analizar el edificio nuevamente.

Cabe indicar que todo muro de un piso superior que tenga $V_u \geq V_m$ se agrietará por corte y se diseñará como muro del primer piso hasta con un 5% de diferencia.

Se presentan las tablas con los resultados obtenidos para el primer piso, las tablas correspondientes a los pisos superiores no se han incluido, Se verificó:

_ Para Sismo Moderado (S M): Todos los muros de albañilería cumplen $V_e < 0.55 V_m$

_ Para Sismo Severo (S S): Los muros de albañilería del primer piso se diseñarán por corte, así como los muros de albañilería de pisos superiores que no cumplan $V_u < V_m$

4.1.1.2. FUERZAS INTERNAS PARA SISMO MODERADO

En las siguientes tablas se presentan los valores máximos para cada piso siendo V_e la fuerza cortante y M_e el momento flector para Sismo Moderado ($R=6$)

Fuerzas Internas V_e (Ton) y M_e (ton-m) ante Sismo Moderado X-X							
MUROS DE ALBAÑILERÍA		Piso 3		Piso 2		Piso 1	
		V_e (Tn)	M_e (tn-m)	V_e (Tn)	M_e (tn-m)	V_e (Tn)	M_e (tn-m)
X2	Sup	6.23	-2.047	16.88	1.54	19.03	25.255
	Inf	6.23	7.018	16.87	33.057	19	72.596
X3	Sup	9.29	-9.967	14.51	-9.428	13.71	-0.588
	Inf	9.26	8.353	14.49	18.054	13.64	30.396
X4	Sup	2.11	-3.487	2.79	-3.13	3.23	-0.8
	Inf	2.11	2.019	2.79	4.422	3.23	9.905
X5	Sup	5.83	-6.605	14.03	-7.335	17.06	4.291
	Inf	5.79	4.886	14.01	18.989	17.22	44.148
X6	Sup	1.13	-2.132	2.12	-2.231	3.39	-0.333
	Inf	1.13	0.803	2.12	3.501	3.39	10.871
X7	Sup	29.6	-14.241	39.09	-11.729	31.52	4.632
	Inf	29.39	16.212	38.87	33.824	31.12	54.007
X8	Sup	0.58	-1.248	1.97	-1.629	3.14	-0.796
	Inf	0.54	0.749	1.94	2.383	3.25	5.967
X9	Sup	9.65	-2.719	31.21	-2.405	35.78	39.49
	Inf	9.69	6.93	31.26	54.609	35.69	125.752
X10	Sup	9.46	-3.578	25.11	-2.331	30.1	25.898
	Inf	9.5	7.203	25.19	39.931	30.1	95.532
placa 25	Sup	4.15	-6.112	0.85	-1.912	16.24	-12.378
	Inf	4.15	4.897	0.83	-1.648	16.24	39.102

Fuerzas Internas Ve (Ton) y Me (ton-m) ante Sismo Moderado Y-Y							
MUROS DE ALBAÑILERIA		Piso 3		Piso 2		Piso 1	
		Ve (Tn)	Me (tn-m)	Ve (Tn)	Me (tn-m)	Ve (Tn)	Me (tn-m)
Y1	Sup	8.61	-4.017	15.68	-6.558	17.64	-3.846
	Inf	8.76	3.35	16.13	10.164	18.58	22.362
Y2	Sup	3.41	-1.707	7.92	-3.538	8.26	0.763
	Inf	3.67	0.94	8.85	6.969	10.5	18.15
Y3	Sup	-0.81	0.214	2.23	-1.349	5.11	-0.11
	Inf	-0.7	-1.026	2.36	2.15	5.23	10.11
Y4	Sup	0.39	-1.441	2.17	-3.383	4.12	-1.943
	Inf	0.39	-0.417	2.17	2.487	4.12	11.648
Y5	Sup	10.17	-4.661	16	-6.832	16.63	-7.313
	Inf	9.83	4.038	15.66	7.502	15.88	11.383
Y6	Sup	9.25	-4.1	14.92	-5.71	13.96	-4.797
	Inf	9.09	4.21	14.35	7.952	12.49	10.953
Y7	Sup	-0.35	-0.527	3.61	-3.734	7.8	-0.792
	Inf	-0.34	-1.983	3.62	2.896	7.8	18.897
Y8	Sup	10.48	-5.27	16.5	-7.609	16.6	-7.967
	Inf	11.18	3.976	16.43	6.973	16.1	10.564
Y9	Sup	10.76	-4.993	14.65	-6.685	12.02	-5.981
	Inf	10.48	3.966	14.02	5.85	11.19	7.391
Y10	Sup	-0.3	-0.595	1.12	-2.505	3.84	-1.38
	Inf	-0.3	-1.375	1.12	0.516	3.84	11.316
Y11	Sup	8.41	-3.892	12.83	-5.753	13.2	-6.218
	Inf	7.86	3.089	12.51	5.664	12.5	8.366
Y12	Sup	6.46	-3.631	9.1	-4.664	9.06	-5.495
	Inf	6.15	3.029	9.66	5.409	6.87	4.454
Y13	Sup	4.07	-1.884	7.09	-3.225	7.69	-3.694
	Inf	3.95	1.508	6.76	2.94	7.16	5.075
Y14	Sup	3.56	-2.07	7.55	-4.07	9.11	-1.654
	Inf	4.26	1.405	10.27	5.654	30.43	15.819
Y15	Sup	5.83	-2.941	13.71	-5.422	17.56	2.477
	Inf	6.04	1.952	14.38	13.11	18.85	37.643

Se presentan las tablas con los resultados obtenidos para el primer piso, las tablas correspondientes a los pisos superiores no se han incluido, Se verificó:

_ Para Sismo Moderado (S M): Todos los muros de albañilería cumplen $V_e < 0.55V_m$

_ Para Sismo Severo (S S): Los muros de albañilería del primer piso se diseñarán por corte, así como los muros de albañilería de pisos superiores que no cumplan $V_u < V_m$.

4.1.1.3 CONTROL DE FISURACION

Dirección Y-Y

			Fuerza Actuante sobre muros de albañilería								
			R=	6	E.070						
			Sismo moderado			1/3< α <1			V _m (tn)		
MURO	L(m)	t(m)	Ve(ton)	Me(tn.m)	V _m (tn/m ²)	$\alpha=Ve*L/Me$	α_{final}	P _g =P _d +0.25P _v	V _m =0.55V _m * α *t*L+0.23P _g	0.55V _m	
Y1	4.86	0.13	18.02	27.80	81	3.15	1	21.28	33.04	18.17	conforme
Y2	3.89	0.13	10.50	25.98	81	1.57	1	20.02	27.13	14.92	conforme
Y3	2.84	0.13	11.52	27.81	81	1.18	1	19.98	21.04	11.57	conforme
Y4	2.84	0.13	9.07	17.89	81	1.44	1	19.91	21.03	11.56	conforme
Y5	3.89	0.13	15.20	25.90	81	2.28	1	23.00	27.82	15.30	conforme
Y6	3.85	0.13	13.96	24.52	81	2.19	1	19.52	26.79	14.73	conforme
Y7	2.8	0.23	15.80	27.80	81	1.59	1	34.11	36.53	20.09	conforme
Y8	3.85	0.13	15.03	27.86	81	2.08	1	23.39	27.68	15.22	conforme
Y9	3.13	0.13	12.02	24.56	81	1.53	1	18.52	22.39	12.31	conforme
Y10	2.08	0.23	8.25	15.20	81	1.13	1	26.57	27.42	15.08	conforme
Y11	3.13	0.13	12.11	22.56	81	1.68	1	18.10	22.29	12.26	conforme
Y12	2.05	0.13	7.07	10.50	81	1.38	0.85	12.89	13.06	7.18	conforme
Y13	2.05	0.13	7.69	18.95	81	0.83	1	12.87	14.83	8.16	conforme
Y14	5.7	0.13	20.43	42.26	81	2.76	1	33.43	40.70	22.39	conforme
Y15	5.7	0.13	18.85	37.64	81	2.85	1	33.33	40.68	22.37	conforme

$\Sigma Ve=$ 195.52

$\Sigma Vm=$ 402.43

Dirección X-X

Dirección X-X			Fuerza Actuante sobre muros de albañilería			1/3<α<1					
			R=	6	E.070						
			Sismo moderado								
MURO	L(cm)	t(cm)	Vtot(ton)	MFc(tn.m)	V`m (tn/m2)	α=Ve*L/M e	αfin al	Pg=Pd+0.25 Pv	Vm=0.55V`m*α*t*L +0.23Pg	0.55V m	
X2	3.98	0.13	16.88	32.10	81.00	2.09	1.00	36.68	31.49	17.32	conforme
X3	2.67	0.13	11.20	30.40	81.00	0.98	1.00	24.45	21.09	11.60	conforme
X4	1.63	0.13	3.23	10.26	81.00	0.51	0.27	19.43	7.02	3.86	conforme
X5	2.6	0.23	17.22	26.65	81.00	1.68	1.00	23.31	32.00	17.60	conforme
X6	1.4	0.23	3.39	10.87	81.00	0.44	0.44	18.52	10.57	5.81	conforme
X7	3.65	0.13	16.08	24.52	81.00	2.39	1.00	37.12	29.68	16.32	conforme
X8	1.5	0.13	5.20	10.24	81.00	0.76	0.76	14.48	9.93	5.46	conforme
X9	3.65	0.23	13.06	25.71	81.00	1.85	1.00	37.37	46.00	25.30	conforme
X10	3.45	0.23	23.03	34.12	81.00	2.33	1.00	35.82	43.59	23.97	conforme
ΣVe=			86.26			ΣVm=			187.77		

Una vez que se comprobara que los muros de albañilería cumplieron con $V_e < 0.55V_m$, se concluye que los muros de albañilería del 1er nivel no sufrirán daños por sismos moderados, soportaran satisfactoriamente sin mostrar ningún tipo de agrietamiento

4.1.1.4. FUERZAS ÚLTIMAS PARA DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO

Primer Piso	Muro	Ve(tn)	Vm(tn)	Vm1/Ve1		Vu (tn)	
				2<Vm/Ve<3	Vm/Ve final	Vu=Ve*(Vm/Ve)	Mu=Me*(Vm/Ve)
DIRECCION Y-Y	Y1	18.02	33.04	1.83	2.00	36.04	55.60
	Y2	10.50	27.13	2.58	2.58	27.09	67.03
	Y3	11.52	21.04	1.83	2.00	23.04	55.62
	Y4	9.07	21.03	2.32	2.32	21.04	41.50
	Y5	15.20	27.82	1.83	2.00	30.40	51.80
	Y6	13.96	26.79	1.92	2.00	27.92	49.04
	Y7	15.80	36.53	2.31	2.31	36.50	64.22
	Y8	15.03	27.68	1.84	2.00	30.06	55.72
	Y9	12.02	22.39	1.86	2.00	24.04	49.12
	Y10	8.25	27.42	3.32	3.00	24.75	45.60
	Y11	12.11	22.29	1.84	2.00	24.22	45.12
	Y12	7.07	13.06	1.85	2.00	14.14	21.00
	Y13	7.69	14.83	1.93	2.00	15.38	37.90
	Y14	20.43	40.70	1.99	2.00	40.86	84.52
	Y15	18.85	40.68	2.16	2.16	40.72	81.31

Primer Piso	Muro	Ve(tn)	Vm(tn)	Vm1/Ve1		Vu (tn)	
				2<Vm/Ve<3	Vm/Ve final	Vu=Ve*(Vm/Ve)	Mu=Me*(Vm/Ve)
DIRECCION X	X2	16.88	31.49	1.87	2.00	33.76	64.20
	X3	11.20	21.09	1.88	2.00	22.40	60.79
	X4	3.23	7.02	2.17	2.93	9.46	30.05
	X5	17.22	32.00	1.86	2.00	34.44	53.30
	X6	3.39	10.57	3.12	3.00	10.17	32.61
	X7	16.08	29.68	1.85	2.00	32.16	49.04
	X8	5.20	9.93	1.91	2.01	10.45	20.58
	X9	13.06	46.00	3.52	3.00	39.18	77.13
	X10	23.03	43.59	1.89	2.00	46.06	68.24

Sin el uso de la placa de concreto armado, algunos de los muros de Albañilería Confinada se agrietarán frente a un sismo moderado, lo cual es inaceptable para los estándares de la norma.

Es por eso por lo que se colocó una placa de concreto armado de $e=0.25m$, $L=1.20m$ para prevenir el agrietamiento de los muros de albañilería cercanos, ya que estos estaban sobrecargados, no cumpliendo con la disposición: $V_e < 0.55 * V_m$. Esta placa será de concreto $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$, desde el primer al último nivel. Con la inserción de esta placa, recién se cumplen las disposiciones dichas por la **NTP E070 Albañilería** para la totalidad de muros de albañilería portantes de nuestra edificación.

4.1.2 DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERIA AGRIETADOS POR SISMO SEVERO

Se aceptará que ante la acción de un sismo severo todos los muros de Albañileria Confinada del primer piso fallen por corte, el diseño se realizará según el procedimiento descrito en el Blog del Ing. San Bartolomé:

1) Pg:	Carga axial de gravedad
2) Vm:	Resistencia a la fuerza cortante
3) Mu:	Momento flector ante sismo severo
4) L:	Longitud de uro incluyendo columnas de confinamiento
5) Lm:	Longitud de paño mayor o $\frac{1}{2}L$, el mayor. En muros de un paño $L_m = L$
6) Nc:	Número de columnas de confinamiento en el muro de análisis
7) M:	$M = Mu - \frac{1}{2}V_m h$, donde $h = 2.25$ m
8) F:	Fuerza axial producida por "M" en una columna extrema. $F = M/L$
9) Pc:	Carga axial producida por Pg en una columna. $P_c = P_g/N_c$
10) Pt:	Carga tributaria proveniente del muro transversal a la columna en análisis, puede emplearse: $P_t = (L \cdot P_g/L)$ del muro transversal (tn)
11) T:	Tracción en columna: Extrema: $T = F - P_c - P_t$ Interna: $T = V_m h/L - P_c - P_t$
12) C:	Compresión en columna: Extrema: $C = P_c + F$ Interna: $C = P_c - \frac{1}{2}V_m h/L$
13) Vc:	Cortante en columna: Extrema: $V_c = 1.5 V_m L_m / (L(N_c + 1))$ Interna: $V_c = V_m L_m / (L(N_c + 1))$
14) As:	Área de acero vertical requerida (cm ² , mín 4Ø8mm), $A_s = (T + V_c/\mu)/(f_y \phi)$
15) As usar	Área de acero vertical colocada (cm ²)
16) δ:	Factor de confinamiento: $\delta = 0.80$ col sin muros transversales $\delta = 1.00$ col con muros transversales
17) An:	Área del núcleo de concreto (cm ²), $A_n = A_s + (C/\phi - A_s f_y)/(0.85 \delta f_c)$. usar $\phi = 0.70$
18) Acf:	Área de columna por corte-fricción (cm ²), $A_{cf} = V_c/(0.2 f_c \phi) \geq 15 t \geq A_c$, usar $\phi = 0.85$
19) Usar:	Dimensiones de la columna a emplear (cm x cm)
20) Ac:	Área de concreto de la columna definitiva (cm ²)
21) An:	Área del núcleo de la columna definitiva (cm ²), usar $\phi = 0.70$
22) As mín	Área de acero vertical mínima (cm ²), o 4Ø8mm
23) s1:	Espaciamiento 1 de estribos por compresión (cm), $s_1 = A_v f_y / (0.30 t n f_c (A_c/A_n - 1))$
24) s2:	Espaciamiento 2 de estribos por compresión (cm), $s_2 = A_v f_y / (0.12 t n f_c)$
25) s3:	Espaciamiento 3 de estribos por compresión (cm), $s_3 = \frac{1}{4}d$ ó 5cm, lo que sea mayor
26) s4:	Espaciamiento máximo de estribos por compresión (cm), $s_4 = 10$ cm
27) Zona c:	Zona a confinar en los extremos de la columna. Zona $c = 45$ cm ó $1.5d$
28) s $\frac{1}{4}$:	Espaciamiento a utilizar en la zona de confinamiento

Notas: -Estribos mínimos $\frac{1}{4}$ ", 1@5, 4@10, r@25cm

-En columnas L, T o irregular, usar $d = A_{cf}/t$ en los pasos 25 y 27

Secuencia de Diseño de Vigas Soleras

29) Ts:	Tracción en la solera (Tn), $T_s = \frac{1}{2}V_m L_m/L$
30) As:	Área de acero horizontal requerida (cm ²), $A_s = T_s/(f_y \phi)$
31) Usar:	Acero longitudinal a utilizar

Notas: -As mín=0,1*f_c*Asol/f_y ó 4Ø8mm
-En la solera se usa estribos mínimos $\frac{1}{4}$ ", 1@5, 4@10, r@25cm
-Para facilitar el proceso constructivo, se reducirá el número de columnas diferentes.
-En el caso de muros Xn superior e inferior, con el fin de homogenizar resultados se tomarán los datos más desfavorables entre ambos para el diseño de la columna.

Este procedimiento descrito ha sido desarrollado empleando MS Excel y los cálculos obtenidos se presentan en la siguiente tabla a continuación.

Para el caso de columnas en intersección de muros de albañilería, se utilizará el refuerzo y la mayor sección proveniente del diseño de ambos muros de albañilería. A fin de facilitar el proceso constructivo, se tratará de reducir la cantidad de columnas de confinamiento, unificando aquellas con características similares.

TABLA 11 FUERZAS INTERNAS EN COLUMNAS DE CONFINAMIENTO			
COLUMNA	V_c (fuerza cortante)	T (tracción)	C (compresión)
Interior	$\frac{V_{ml} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$V_{ml} \frac{h}{L} - P_c$	$P_c \frac{V_{ml} \cdot h}{2L}$
Extrema	$1,5 \frac{V_{ml} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$F - P_c$	$P_c + F$

DATOS Muros de albañilería Y-Y- DISEÑO DE LOS MUROS DE ALBAÑILERÍA AGRIETADOS												
Muros de albañilería	Tipo	V _m (tn)	M _u (tn.m)	L _m =L (extremas)	N _c	h (m)	P _c (tn)	M (tn*m)	F(tn)	V _c (Tn)	T (tn)	C (tn)
Y1	Extrema	33.04	55.60	4.86	2.00	2.65	27.10	11.82	2.43	16.52	0.00	24.67
Y2	Extrema	27.13	67.03	3.89	2.00	2.65	21.38	31.08	7.99	13.57	0.00	13.39
Y3	Extrema	21.04	55.62	2.84	2.00	2.65	29.36	27.74	9.77	10.52	0.00	19.59
Y4	Extrema	21.03	41.50	2.84	2.00	2.65	27.91	13.64	4.80	10.51	0.00	23.10
Y5	Extrema	27.82	51.80	3.89	2.00	2.65	29.29	14.94	3.84	13.91	0.00	25.45
Y6	Extrema	26.79	49.04	3.85	2.00	2.65	23.73	13.55	3.52	13.39	0.00	20.21
Y7	Extrema	36.53	64.22	2.80	2.00	2.65	39.49	15.81	5.65	18.27	0.00	33.84
Y8	Extrema	27.68	55.72	3.85	2.00	2.65	26.40	19.05	4.95	13.84	0.00	21.46
Y9	Extrema	22.39	49.12	3.13	2.00	2.65	35.76	19.46	6.22	11.19	0.00	29.54
Y10	Extrema	27.42	45.60	2.08	2.00	2.65	33.96	9.26	4.45	13.71	0.00	29.51
Y11	Extrema	22.29	45.12	3.13	2.00	2.65	22.99	15.59	4.98	11.15	0.00	18.01
Y12	Extrema	13.06	21.00	2.05	2.00	2.65	20.14	3.70	1.81	6.53	0.00	18.33
Y13	Extrema	14.83	37.90	2.05	2.00	2.65	19.61	18.25	8.90	7.42	0.00	10.71
Y14	Intermedia	40.70	84.52	2.85	3.00	2.65	29.45	30.59	10.73	5.09	0.00	18.71
Y15	Intermedia	40.68	81.31	2.85	3.00	2.65	29.35	27.41	9.62	5.08	0.00	19.73
DATOS Muros de albañilería X-X- DISEÑO DE LOS MUROS DE ALBAÑILERÍA AGRIETADOS												
Muros de albañilería	Tipo	V _m (tn)	M _u (tn.m)	L _m =L (extremas)	N _c	h (m)	P _c (tn)	M (tn*m)	F(tn)	V _c (tn)	T(tn)	C (tn)
X2	Extrema	31.49	64.20	3.98	2.00	2.65	30.16	22.48	5.65	15.74	0.00	24.51
X3	Extrema	21.09	60.79	2.67	2.00	2.65	29.02	32.85	12.30	10.54	0.00	16.71
X4	Extrema	7.02	30.05	1.63	2.00	2.65	36.54	20.75	12.73	3.51	0.00	23.81
X5	Extrema	32.00	53.30	2.6	2.00	2.65	27.83	10.90	4.19	16.00	0.00	23.64
X6	Extrema	10.57	32.61	1.4	2.00	2.65	34.09	18.61	13.29	5.29	0.00	20.80
X7	Extrema	29.68	49.04	3.65	2.00	2.65	24.12	9.72	2.66	14.84	0.00	21.45
X8	Extrema	9.93	20.58	1.5	2.00	2.65	30.67	7.42	4.95	4.97	0.00	25.72
X9	Extrema	46.00	77.13	3.65	2.00	2.65	25.84	16.19	4.43	23.00	0.00	21.41
X10	Extrema	43.59	68.24	3.45	2.00	2.65	36.77	10.49	3.04	21.79	0.00	33.73

- El refuerzo vertical a colocar en las columnas de confinamiento será capaz de soportar la acción combinada de corte-fricción y tracción; adicionalmente, desarrollará por lo menos una tracción igual a la capacidad resistente a tracción del concreto y como mínimo se colocarán 4 varillas para formar un núcleo confinado. El refuerzo vertical (A_v) será la suma del refuerzo requerido por corte-fricción (A_{vf}) y el refuerzo requerido por tracción (A_{st}):

$$A_{vf} = \frac{V_c}{f_y \cdot \mu \cdot \phi} \quad A_{st} = \frac{T}{f_y \cdot \phi}$$

$$A_v = A_{vf} + A_{st} \geq \frac{0.1 f'_c A_c}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4 \phi 8 \text{ mm})$$

donde: El factor de reducción de resistencia es $\phi = 0.85$

El coeficiente de fricción es: $\mu = 0.8$ para juntas sin tratamiento y $\mu = 1.0$ para juntas en la que se haya eliminado la lechada de cemento y sea intencionalmente rugosa.

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Muros de albañilería	Vc(kg)	fy (kg/cm2)	u	ϕ	T	As	Ast	0.1f'c*Ac/fy	As	Ac (cm2)	Usar	Asf
Y1	16,520.06	4200	0.8	0.85	no existe	5.78	no existe	2.314	5.78	462.75	6 ϕ 1/2	7.62
Y2	13,567.21	4200	0.8	0.85		4.75		1.900	4.75	380.03	4 ϕ 1/2	5.08
Y3	10,521.25	4200	0.8	0.85		3.68		1.474	3.68	294.71	4 ϕ 1/2	5.08
Y4	10,513.20	4200	0.8	0.85		3.68		1.472	3.68	294.49	4 ϕ 1/2	5.08
Y5	13,909.47	4200	0.8	0.85		4.87		1.948	4.87	389.62	4 ϕ 1/2	5.08
Y6	13,393.90	4200	0.8	0.85		4.69		1.876	4.69	375.18	4 ϕ 1/2	5.08
Y7	18,267.32	4200	0.8	0.85		6.40		2.558	6.40	511.69	4 ϕ 5/8	7.92
Y8	13,838.20	4200	0.8	0.85		4.85		1.938	4.85	387.62	4 ϕ 1/2	5.08
Y9	11,193.68	4200	0.8	0.85		3.92		1.568	3.92	313.55	4 ϕ 1/2	5.08
Y10	13,711.34	4200	0.8	0.85		4.80		1.920	4.80	384.07	4 ϕ 1/2	5.08
Y11	11,145.20	4200	0.8	0.85		3.90		1.561	3.90	312.19	4 ϕ 1/2	5.08
Y12	6,527.62	4200	0.8	0.85		2.29		0.914	2.29	182.85	4 ϕ 1/2	5.08
Y13	7,415.92	4200	0.8	0.85		2.60		1.039	2.60	207.73	4 ϕ 1/2	5.08
Y14	5,087.56	4200	0.8	0.85		1.78		0.713	1.78	142.51	4 ϕ 1/2	5.08
Y15	5,084.72	4200	0.8	0.85		1.78		0.712	1.78	142.43	4 ϕ 1/2	5.08

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Muros de albañilería	Vc(kg)	fy (kg/cm2)	u	ϕ	T	Asf	Ast	0.1f'c*Ac/fy	As	Ac (cm2)	Usar	As
x2	15,743.75	4200	0.8	0.85	no existe	5.51	no existe	2.21	5.51	441.00	6 ϕ 1/2	7.62
x3	10,542.89	4200	0.8	0.85		3.69		1.48	3.69	295.32	4 ϕ 1/2	5.08
x4	3,508.35	4200	0.8	0.85		1.23		0.49	1.23	98.27	4 ϕ 1/2	5.08
x5	16,000.94	4200	0.8	0.85		5.60		2.24	5.60	448.21	6 ϕ 1/2	7.62
x6	5,285.97	4200	0.8	0.85		1.85		0.74	1.85	148.07	4 ϕ 1/2	5.08
x7	14,838.40	4200	0.8	0.85		5.20		2.08	5.20	415.64	6 ϕ 1/2	7.62
x8	4,966.26	4200	0.8	0.85		1.74		0.70	1.74	139.11	4 ϕ 1/2	5.08
x9	22,997.87	4200	0.8	0.85		8.05		3.22	8.05	644.20	6 ϕ 5/8"	11.88
x10	21,794.06	4200	0.8	0.85		7.63		3.05	7.63	610.48	4 ϕ 5/8	7.92

a.1 Determinación de la sección de concreto de la columna de confinamiento

- El área de la sección de las columnas será la mayor de las que proporcione el diseño por compresión o el diseño por corte fricción, pero no menor que 15 veces el espesor de la columna (15 t) en cm².

Diseño por compresión

- El área de la sección de concreto se calculará asumiendo que la columna está arriostrada en su longitud por el panel de albañilería al que confina y por los muros transversales de ser el caso. El área del núcleo (A_n) bordeado por los estribos se obtendrá mediante la expresión:

$$A_n = A_g + \frac{C/\phi - A_s f_y}{0.85 \delta f'_c} \quad (8.6.3-a.1)$$

Diseño por corte-fricción (V_u)

- La sección transversal (A_{vf}) de las columnas de confinamiento se diseñará para soportar la acción de corte fricción, con la expresión siguiente:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{0.2 f'_c \phi} \geq A_n \geq 15t (cm^2) \quad (8.6.3-a.1')$$

donde: $\phi = 0.85$

Diseño por corte fricción

Muros de albañilería	f'c (kg/cm2)	Vc (kg)	ϕ	Acf (cm2)	Ac extremo	"t" (m)
Y1	210	16,520.06	0.85	462.75	15x35	0.13
Y2	210	13,567.21	0.85	380.03	15x30	0.13
Y3	210	10,521.25	0.85	294.71	15x20	0.13
Y4	210	10,513.20	0.85	294.49	15x20	0.13
Y5	210	13,909.47	0.85	389.62	15x30	0.13
Y6	210	13,393.90	0.85	375.18	15x30	0.13
Y7	210	18,267.32	0.85	511.69	25x25	0.23
Y8	210	13,838.20	0.85	387.62	15x30	0.13
Y9	210	11,193.68	0.85	313.55	15x25	0.13
Y10	210	13,711.34	0.85	384.07	25x20	0.23
Y11	210	11,145.20	0.85	312.19	15x25	0.13
Y12	210	6,527.62	0.85	182.85	15x20	0.13
Y13	210	7,415.92	0.85	207.73	15x20	0.13
Y14	210	5,087.56	0.85	142.51	15x20	0.13
Y15	210	5,084.72	0.85	142.43	15x20	0.13
Muros de albañilería	f'c (tn/cm2)	Vc (tn)	ϕ	Acf (cm2)	Ac extremo	t
X2	210	15,743.75	0.85	441.00	15x30	0.13
X3	210	10,542.89	0.85	295.32	15x20	0.13
X4	210	3,508.35	0.85	98.27	15x20	0.13
X5	210	16,000.94	0.85	448.21	25x20	0.23
X6	210	5,285.97	0.85	148.07	25x20	0.23
X7	210	14,838.40	0.85	415.64	15x30	0.13
X8	210	4,966.26	0.85	139.11	15x20	0.13
X9	210	22,997.87	0.85	644.20	25*30	0.23
X10	210	21,794.06	0.85	610.48	25*30	0.23

Determinación de la sección de concreto de la columna de confinamiento

Diseño por compresión

Muros de albañilería	As(cm2)	fy (kg/cm2)	C (kg)	ϕ	ϵ	f'c (kg/cm2)	An	Ac
Y1	7.62	4200	24,670.31	0.7	1	210	25.77	462.75
Y2	5.08	4200	13,394.42	0.7	1	210	-7.25	380.03
Y3	5.08	4200	19,592.70	0.7	1	210	42.35	294.71
Y4	5.08	4200	23,104.62	0.7	1	210	70.46	294.49
Y5	5.08	4200	25,447.45	0.7	1	210	89.21	389.62
Y6	5.08	4200	20,212.18	0.7	1	210	47.31	375.18
Y7	7.92	4200	33,841.66	0.7	1	210	92.41	511.69
Y8	5.08	4200	21,456.70	0.7	1	210	57.27	387.62
Y9	5.08	4200	29,540.03	0.7	1	210	121.97	313.55
Y10	5.08	4200	29,509.88	0.7	1	210	121.72	384.07
Y11	5.08	4200	18,008.51	0.7	1	210	29.68	312.19
Y12	5.08	4200	18,332.25	0.7	1	210	32.27	182.85
Y13	5.08	4200	10,707.98	0.7	1	210	-28.75	207.73
Y14	5.08	4200	18,711.00	0.7	1	210	35.30	142.51
Y15	5.08	4200	19,728.43	0.7	1	210	43.44	142.43

Muros de albañilería	As(cm2)	fy (kg/cm2)	C (tn)	ϕ	ϵ	f'c (kg/cm2)	An	Ac
X2	7.62	4200	24514.40	0.7	1	210	24.52	441.00
X3	5.08	4200	16711.74	0.7	1	210	19.30	295.32
X4	5.08	4200	23809.26	0.7	1	210	76.10	98.27
X5	7.62	4200	23640.39	0.7	1	210	17.52	448.21
X6	5.08	4200	20795.69	0.7	1	210	51.98	148.07
X7	7.62	4200	21452.90	0.7	1	210	0.02	415.64
X8	5.08	4200	25723.89	0.7	1	210	91.42	139.11
X9	11.88	4200	21409.74	0.7	1	210	-96.30	644.20
X10	7.92	4200	33732.33	0.7	1	210	91.53	610.48

b) Diseño de las vigas soleras correspondientes al primer nivel

- La solera se diseñará a tracción pura para soportar una fuerza igual a T_s :

$$T_s = V_{ml} \frac{L_u}{2L}; \quad A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0.1 f'_c A_{cs}}{f_y} \dots (\text{mínimo } 4 \phi 8mm) \quad (8.6.3-b)$$

donde: $\phi = 0.9$

A_{cs} = área de la sección transversal de la solera

- El área de la sección transversal de la solera (A_{cs}) será suficiente para alojar el refuerzo longitudinal (A_s), pudiéndose emplear vigas chatas con un peralte igual al espesor de la losa del techo. En la solera se colocará estribos mínimos: \square 6mm, 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm.

Diseño de vigas soleras

Muros de albañilería	Vm1(tn)	Ts (tn)	ϕ	fy(tn/cm2)	"t"	Acs (25x20)	0.1*f'c*Acs/fy	As	As usar
Y1	33.04	16.52	0.90	4.20	0.13	500.00	1.50	4.37	4 ϕ 1/2
Y2	27.13	13.57	0.90	4.20	0.13	500.00	1.50	3.59	4 ϕ 1/2
Y3	21.04	10.52	0.90	4.20	0.13	500.00	1.50	2.78	4 ϕ 3/8
Y4	21.03	10.51	0.90	4.20	0.13	500.00	1.50	2.78	4 ϕ 3/8
Y5	27.82	13.91	0.90	4.20	0.13	500.00	1.50	3.68	4 ϕ 1/2
Y6	26.79	13.39	0.90	4.20	0.13	500.00	1.50	3.54	4 ϕ 1/2
Y7	36.53	18.27	0.90	4.20	0.23	500.00	2.50	4.83	4 ϕ 1/2
Y8	27.68	13.84	0.90	4.20	0.13	500.00	1.50	3.66	4 ϕ 1/2
Y9	22.39	11.19	0.90	4.20	0.13	500.00	2.50	2.96	4 ϕ 1/2

Estribos

ϕ 1/4, 1@5, 3@10, r@25
 ϕ 1/4, 1@5, 3@10, r@25
 ϕ 1/4, 1@5, 3@10, r@25
 ϕ 1/4, 1@5, 3@10, r@25
 ϕ 1/4, 1@5, 3@10, r@25
 ϕ 1/4, 1@5, 3@10, r@25
 ϕ 1/4, 1@5, 3@10, r@25
 ϕ 1/4, 1@5, 3@10, r@25
 ϕ 1/4, 1@5, 3@10, r@25

Y10	27.42	13.71	0.90	4.20	0.23	500.00	2.50	3.63	4φ1/2	φ1/4, 1@5, 3@10, r@25
Y11	22.29	11.15	0.90	4.20	0.13	500.00	1.50	2.95	4φ1/2	φ1/4, 1@5, 3@10, r@25
Y12	13.06	6.53	0.90	4.20	0.13	500.00	1.50	1.73	4φ3/8	φ1/4, 1@5, 3@10, r@25
Y13	14.83	7.42	0.90	4.20	0.13	500.00	1.50	1.96	4φ3/8	φ1/4, 1@5, 3@10, r@25
Y14	40.70	10.18	0.90	4.20	0.13	500.00	1.50	2.69	4φ3/8	φ1/4, 1@5, 3@10, r@25
Y15	40.68	10.17	0.90	4.20	0.13	500.00	1.50	2.69	4φ3/8	φ1/4, 1@5, 3@10, r@25

X-X		25X30								Estribos
Muros de albañilería	Vm1(tn)	Ts (tn)	φ	fy(tn/cm2)	t	Acs (Solera)	0.1*f'c*Acs/fy	As	As usar	
X2	31.49	15.74	0.90	4.20	0.13	750.00	3.75	4.17	4φ1/2	φ1/4, 1@5, 4@10, r@25
X3	21.09	10.54	0.90	4.20	0.13	750.00	3.75	2.79	4φ3/8	φ1/4, 1@5, 4@10, r@25
X4	7.02	3.51	0.90	4.20	0.13	750.00	3.75	0.93	4φ3/8	φ1/4, 1@5, 4@10, r@25
X5	32.00	16.00	0.90	4.20	0.23	750.00	3.75	4.23	4φ1/2	φ1/4, 1@5, 4@10, r@25
X6	10.57	5.29	0.90	4.20	0.23	750.00	3.75	1.40	4φ3/8	φ1/4, 1@5, 4@10, r@25
X7	29.68	14.84	0.90	4.20	0.13	750.00	3.75	3.93	4φ1/2	φ1/4, 1@5, 4@10, r@25
X8	9.93	4.97	0.90	4.20	0.13	750.00	3.75	1.31	4φ3/8	φ1/4, 1@5, 4@10, r@25
X9	46.00	23.00	0.90	4.20	0.23	750.00	3.75	6.08	4φ5/8	φ1/4, 1@5, 4@10, r@25
X10	43.59	21.79	0.90	4.20	0.23	750.00	3.75	5.77	4φ5/8	φ1/4, 1@5, 4@10, r@25

4.1.3 DISEÑO DE MURO DE CONCRETO ARMADO

4.1.3.1 Generalidades

Los muros de albañilería de corte, también conocidos como placas de concreto armado tienen una dimensión mucho mayor en una dirección que su ancho, proporcionan en dicha dirección una gran resistencia y rigidez lateral ante los movimientos sísmicos.

Tanto las vigas dinteles, como las columnas aisladas y las placas de concreto armado, deben diseñarse ante la acción del sismo moderado, amplificando los esfuerzos (V_e , M_e) por un factor de carga $FC = 1.25$, de tal forma que inicien su falla por flexión antes que se produzca la rotura por corte de la albañilería ante el sismo severo.

A continuación, se presenta el diseño del muro PLACA15 superior (120 x15cm) correspondiente a la caja de la escalera, siguiéndose las especificaciones de la NTE E.060.

Parámetros:

- Esbeltez: Relación entre la altura total y la longitud de la placa, si es mayor a la unidad se trata de un muro esbelto.
 $h = 2.60 \text{ m}$, $h_m = 8.60 \text{ m}$
 $L = 1.20 \text{ m}$
 $h_m/L = 7.17$. Por tanto, se trata de un muro esbelto.
Área axial bruta: Ancho de la placa por su longitud
 $t = 25 \text{ cm}$, $L = 120 \text{ cm}$
 $A = 3,000 \text{ cm}^2$
- Momento de inercia de la sección bruta: $I = t \times L^3 / 12$
 $t = 25 \text{ cm}$
 $L = 120 \text{ cm}$
 $I = 3,600,000 \text{ cm}^4$
- Resistencia nominal de concreto: **$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$** , para mejorar la resistencia al corte por sismo y requerido por la norma E060.
- Resistencia nominal del acero: **$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$**
- Fuerzas internas últimas en el primer piso obtenidas del diseño para sismo moderado (en el modelamiento se añadieron los combos para diseño último):
 $P_u = 55.62 \text{ Tn}$
 $V_u = 16.99 \text{ Tn}$
 $M_u = 39.84 \text{ Tn.m}$

4.1.3.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

De acuerdo con el Artículo 9.2 de la norma, se empleará la combinación de cargas $1.4PD + 1.7PL$ para obtener la resistencia requerida, donde PD y PL son las cargas acumuladas obtenidas de la tabla de resumen de metrados:

$$PD = 16.78 \text{ Tn}$$

$$PL = 8.50 \text{ Tn}$$

$$PU = 1.4PD + 1.7PL = 37.94 \text{ Tn}$$

4.1.3.3 Verificación de la necesidad de confinamiento en los bordes

Tomando como referencia el “Estudio experimental de los Criterios del ACI empleados para confinar los bordes de los muros de albañilería de concreto armado” del Ing. San Bartolomé, se verificará que la expresión correspondiente a la flexocompresión máxima:

$\sigma = P/A + My/I$, donde $y = 0.50L$, sea menor a $0.20 f'c$ para evitar el confinamiento:

$$\sigma = 84.87 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma = 84.87 / 210 = 0.40 f'c$, $> 0.20 f'c$; Por lo tanto, se necesita confinamiento en los bordes.

4.1.3.4 Momento Flector de Agrietamiento por Flexión (MCR)

De acuerdo con el Artículo 10.5.1 de la NTE E.060, el momento flector de agrietamiento se obtiene por: $MCR * y/I - P/A = 2\sqrt{f'c}$, entonces $MCR = (2\sqrt{f'c} + P/A) * I/y$. La sección debe soportar un momento flector por lo menos igual a $M = 1.2 MCR$. Se trabajará con el mayor de Mu o M para el diseño del refuerzo vertical:

$$MCR = 28.51 \text{ Tn.m}$$

$$Mu = 1.2MCR = 34.21 \text{ tn.m}$$

$$Mu = 34.21 \text{ Tn.m}$$

Por lo tanto, se empleará el mayor, es decir $Mu = 39.84 \text{ Tn.m}$

4.1.3.5 Determinación del Refuerzo Vertical y Momento Flector Nominal (Mn)

De acuerdo a la norma, $Pu/A = 18.54 \text{ kg/cm}^2 = \% f'c$, por lo que al ser menor que el 10% de $f'c$ se utilizará $\phi = 0.85$ en la siguiente expresión para calcular el área de acero vertical: $As \geq \frac{fy D + 1/2 Pu L}{\phi}$, donde $D=0.80L$, además $Pu = 37.95 \text{ Tn}$ y $Mu = 39.84 \text{ Tn.m}$ (combinación crítica de carga vertical mínima), con la cual operando se despeja:

$$As \geq 5.98 \text{ cm}^2$$

Por tanto, se decide utilizar 6Ø1/2 en los extremos que corresponden a un área de acero colocado de 7.62 cm^2 . Así mismo se empleará Ø1/2@15 cm en el interior, cumpliendo con los siguientes artículos de la NTE. 060:

Artículo 14.3.1: Cuantía mínima horizontal: Se define lo siguiente $Vu \leq \phi Vn$

$$\text{Donde } Vn \leq 2.60 * (f'c)^{0.5} * (t*d) = 108.32 \text{ Tn} \dots \dots \dots \phi Vn = 81.24 \text{ Tn}$$

$$Vu = 16.99 \text{ Tn} \text{ (según los resultados del modelamiento)}$$

$Vu \leq \phi Vn$ es cumplido satisfactoriamente no siendo necesario el reforzamiento horizontal

Cuantía mínima vertical = 0.0033

Artículo 14.3.3: Espaciamiento del refuerzo vertical y horizontal menor a 3t ó 40 cm.

Artículo 14.4.4: Refuerzo vertical no requiere estribos si la cuantía es menor a 0.010, nosotros tenemos una cuantía vertical total de 0.0127, por lo tanto, se usarán estribos de ¼” espaciados cada 0.20 m.

Con estos parámetros procedemos a desarrollar el diagrama de interacción de la Placa.

4.1.3.6 Diagrama de Interacción

Generalidades

Tomando como referencia el libro del Ing. Gianfranco Otazzi, podemos definir como diagrama de interacción al lugar geométrico de las combinaciones de P y M que agotan la capacidad de la sección para casos específicos definidos como puntos notables del diagrama descritos en esta sección, es decir, los valores límites de falla.

La longitud de la placa es de 1.20 m y el recubrimiento requerido para el acero es de 3 cm. Para alcanzar el centro de la primera barra en tracción se debe sumar el diámetro del estribo y la mitad del diámetro de la barra analizada, siendo el total de 5 cm, valor empleado con fines didácticos. La longitud efectiva es de $1.20 - 0.05 = 1.15$ m., así tenemos los siguientes parámetros:

$$L = 1.20 \text{ m}; d = 1.15 \text{ m}$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0030, \epsilon_y = 0.0021$$

$$A_g = L \cdot t = 120 \cdot 25 = 3,000 \text{ cm}^2 \text{ es el área bruta de la sección.}$$

a) Compresión Pura ($\phi=0.80$)

La falla a compresión pura es una falla teórica pues siempre habrá un momento asociado a la carga axial debido al desalineamiento vertical de la columna o del refuerzo vertical, momentos desequilibrantes en los nudos provenientes de las vigas, etc. De tal forma, se establece la siguiente expresión como valor máximo para la compresión de muros de albañilería con estribos:

$$P_o = 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{ST}) + f_y \cdot A_{ST}$$

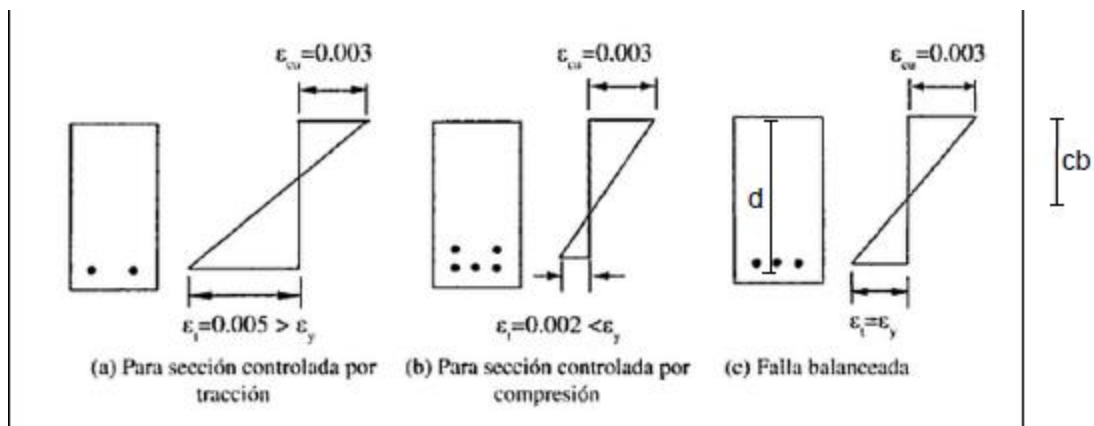
$$P_o = 637.39 \text{ Tn}$$

$$\phi P_o = 509.91 \text{ Tn}$$

b) Falla Balanceada ($\phi=0.70$)

Se podría considerar este punto como el límite a partir del cual la sección se agrieta, comportándose la sección como parcialmente fisurada, marcando el límite entre las fallas de tracción y compresión. En este caso, el concreto alcanza su deformación de agotamiento $\epsilon_{cu} = 0.0030$ en simultáneo con la deformación de fluencia del acero $\epsilon_y = 0.0021$.

En la Figura 6.1 de Ing. Otazzi, se esquematiza estas condiciones en comparación a las otras fallas mencionadas:



De tal forma, teniendo en cuenta que cb es el eje neutro balanceado y d la longitud efectiva de la sección, tenemos la siguiente igualdad geométrica:

$$\epsilon_{cu} / cb = \epsilon_y / (d - cb)$$

$$(d - cb) / cb = \epsilon_y / \epsilon_c$$

Reemplazando los valores de d , ϵ_{cu} y ϵ_y tenemos:

$$(360 - cb) / cb = 0.0021 / 0.0030 = 0.70$$

$$\text{Por lo tanto, } cb = 67.65 \text{ cm}$$

Entonces:

$$F_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot \alpha \cdot cb \cdot h$$

$$F_c = 256.59 \text{ Tn}$$

$$M_c = F_c \cdot (L/2 - 0.85 \cdot cb/2)$$

$$M_c = 80.18 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

La siguiente tabla muestra el cálculo de F_s y M_s para obtener ϕP_b y ϕM_b para el diagrama. De acuerdo con la distribución de acero y tomando como referencia el origen en el borde externo izquierdo de la placa, para cada X cm se calcularán los siguientes valores:

- **es** Tracción de la fibra de acero para X cm, se calcula como

$$es = \epsilon_{cu} (cb - x) / cb.$$
- **d(plg)** Diámetro del acero seleccionado en X cm
- **Cantidad** Número de barras a utilizar
- **As** Área de acero en X cm (área por la cantidad a usar)
- **fs** Esfuerzo de tracción en el acero y se calcula $fs = (fy) (es) / ey.$

Además, si $fs > 4200$ se adopta el valor de 4200 kg/cm² por ser la resistencia nominal del acero.

- **Fuerza:** fuerza de tracción obtenida como $FS = (As) (fs)$
 - **Dist:** Distancia desde el borde externo de la placa hasta X obtenido como Brazo = $L - X$
 - **M:** Momento producto de FS obtenido como $Ms = (FS) (Brazo)$
- Por lo tanto, tenemos:

	d(pulgadas)	d(pulgadas)		FALLA BALANCEADA				
	0.5	0.50	area(cm2)	ϵ	f	Fuerza (Tn)	dist (cm)	M (Tn.m)
Cc			1437.500		178.500	256.594	31.250	80.186
As1	2		2.534	0.0028	4200.000	10.641	55.000	5.852
As2		2	2.534	0.0023	4200.000	10.641	45.000	4.788
As2		2	2.534	0.0019	3782.609	9.583	35.000	3.354
As2		2	2.534	0.0014	2895.652	7.336	25.000	1.834
As2		2	2.534	0.0010	2008.696	5.089	15.000	0.763
As2		2	2.534	0.0006	1121.739	2.842	5.000	0.142
As2		2	2.534	0.0001	234.783	-0.595	-5.000	0.030
As2		2	2.534	0.0003	652.174	-1.652	-15.000	0.248
As2		2	2.534	0.0008	1539.130	-3.899	-25.000	0.975
As2		2	2.534	0.0012	2426.087	-6.147	-35.000	2.151
As2		2	2.534	0.0017	3313.043	-8.394	-45.000	3.777
As4			0.000	0.0030	4200.000	0.000	60.000	0.000
As5			0.000	0.0030	4200.000	0.000	60.000	0.000
As6	2		2.534	0.0021	4200.000	-10.641	-55.000	5.852

FALLA BALANCEADA

Pnb (Tn)	271.398
Mnb (Tn.m)	109.954

c) Flexión Pura ($\phi=0.90$)

Este tipo de falla se genera cuando la carga axial es nula, de tal forma, se buscará mediante tanteo que P sea igual a cero. El desarrollo de esta tabla es el mismo al realizado para la falla balanceada, iterando la posición del eje neutro hasta alcanzar la condición indicada, de esta forma tenemos:

$$F_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot \alpha \cdot c \cdot h$$

$$F_c = 56.48 \text{ Tn}$$

$$M_c = F_c \cdot (L/2 - 0.85 \cdot c/2)$$

$$M_c = 28.42 \text{ Tn.m}$$

Donde $c = 24.82$ cm, obtenido por iteración hasta que F_c y la sumatoria de F_s sea cercano al cero.

De tal manera, tenemos los siguientes resultados en la Tabla:

FLEXION PURA

c(cm)	21.557
a(cm)	18.323

A Cc(cm ²)	458.086
Yc(cm)	9.162

FLEXION PURA				
ε	f	Fuerza (Tn)	dist (cm)	M (Tn.m)
	178.500	81.768	50.838	41.570
0.0023	4200.000	10.641	55.000	5.852
0.0009	1825.022	4.624	45.000	2.081
0.0005	958.297	-2.428	35.000	-0.850
0.0019	3741.615	-9.480	25.000	-2.370
0.0033	4200.000	-10.641	15.000	-1.596
0.0047	4200.000	-10.641	5.000	-0.532
0.0060	4200.000	-10.641	-5.000	0.532
0.0074	4200.000	-10.641	-15.000	1.596
0.0088	4200.000	-10.641	-25.000	2.660
0.0102	4200.000	-10.641	-35.000	3.724
0.0116	4200.000	-10.641	-45.000	4.788
0.0030	4200.000	0.000	60.000	0.000
0.0030	4200.000	0.000	60.000	0.000
0.0130	4200.000	-10.641	-55.000	5.852

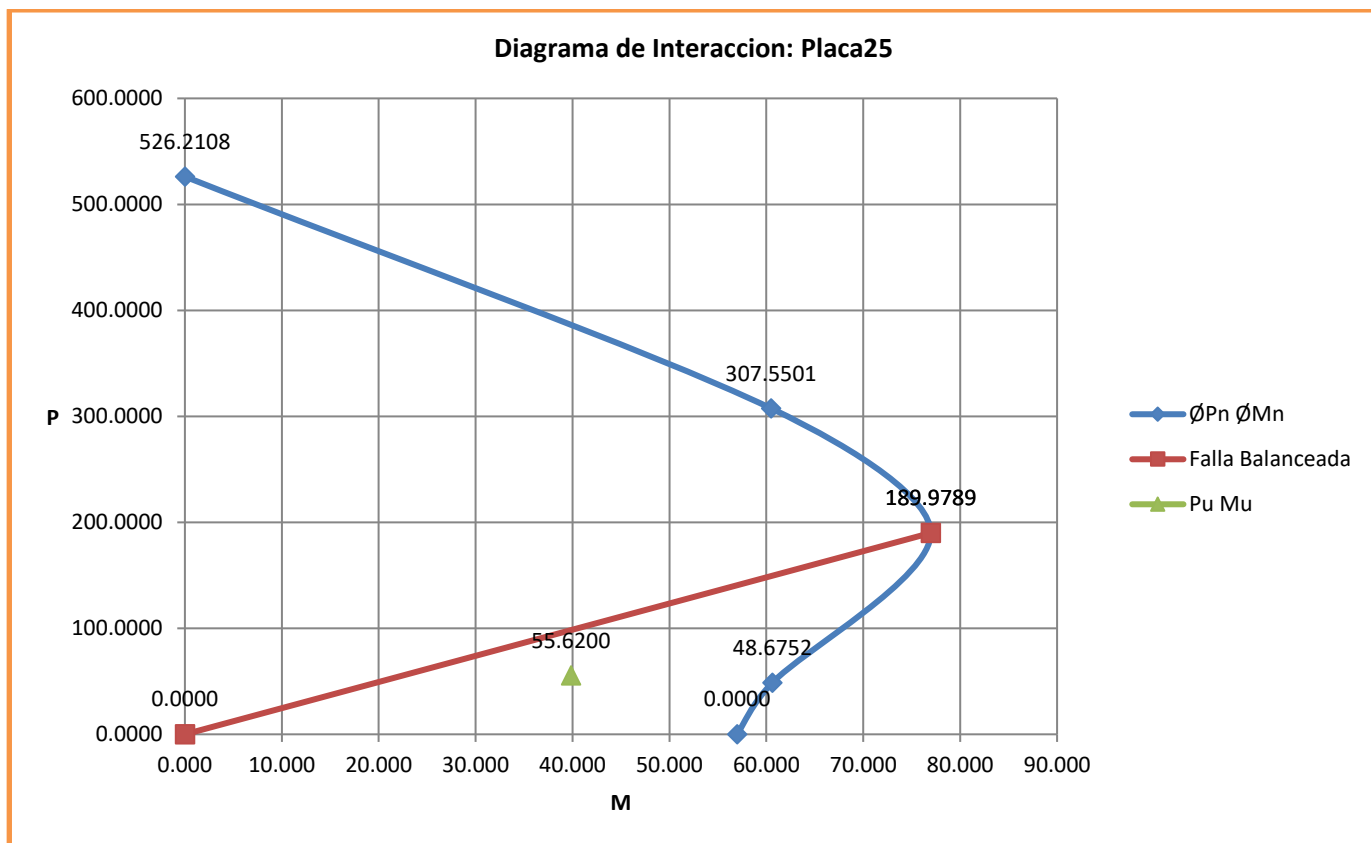
FLEXION PURA

Pn(Tn)	-0.001
Mn(Tn.m)	63.309

4.1.3.7- Desarrollo del Diagrama de Interacción

Con los cuatro puntos referenciales obtenidos, desarrollamos el diagrama de interacción mostrado a continuación.

ØMn	ØMn
526.21	0.000
307.55	60.48
189.97	76.96
138.58	76.40
0.0000	56.97



$P_u = 55.62 \text{ Tn}$; $P_u/\phi = 69.52 \text{ Tn}$
 $M_u = 39.84 \text{ Tn.m}$; $M_u/\phi = 25.05 \text{ Tn.m}$

Por lo tanto, la coordenada $(P_u, M_u) = (55.62, 39.84)$ se dibujó en el diagrama de interacción quedando dentro de dicha región. Se concluye entonces que el acero colocado y su distribución en la placa es correcta.

Además, para $P_u/\phi = 61.80 \text{ Tn}$ se obtiene un momento nominal $M_n = 86.59 \text{ Tn.m}$ iterando en el diagrama de interacción, y $c = 33.35 \text{ cm}$ obtenido mediante iteración en la tabla correspondiente.

PARA $C < C_b$ FALLA A TRACCION

$c(\text{cm})$	33.35
$a(\text{cm})$	28.35

$A_c(\text{cm}^2)$	708.69
$Y_c(\text{cm})$	14.17

FALLA A TRACCION				
ϵ	f	Fuerza (Tn)	dist (cm)	M (Tn.m)
	178.5	126.5007188	45.82625	57.97053563
0.002550225	4200	10.64085706	55	5.852471384
0.001650675	3301.349325	8.364091971	45	3.763841387
0.000751124	1502.248876	3.806003704	35	1.332101296
0.000148426	296.8515742	-0.752084564	25	-0.188021141
0.001047976	2095.952024	-5.310172832	15	-0.796525925
0.001947526	3895.052474	-9.8682611	5	-0.493413055
0.002847076	4200	-10.64085706	-5	0.532042853
0.003746627	4200	-10.64085706	-15	1.596128559

0.004646177	4200	-10.64085706	-25	2.660214265
0.005545727	4200	-10.64085706	-35	3.724299971
0.006445277	4200	-10.64085706	-45	4.788385677
0.003	4200	0	60	0
0.003	4200	0	60	0
0.007344828	4200	-10.64085706	-55	5.852471384
FALLA A TRACCION				
Pn(Tn)		69.54		
Mn(Tn.m)		86.59		

Confinamiento en los bordes

Se emplean los siguientes conceptos tomados de la NTE. E.060:

- Recubrimiento mínimo de 25 mm
- Estribos de 3/8" para barras hasta 1"

El máximo diámetro usado es de 5/8" pudiéndose utilizar estribos de 8 mm, por lo tanto, se emplearán estribos de 8mm por seguridad. De acuerdo con la Tabla 7.1 de la norma, el diámetro de doblado mínimo para este diámetro es 6db es aprox de 6cm.

Además:

- Distancia mínima entre barras paralelas debe ser db, pero no menor de 25 mm.
- El gancho sísmico consistirá en un doblado de 135° con una extensión de 8db ó 75 mm, en este caso será de 75 mm.
- Espaciamiento no debe exceder el menor de:
- 10db barra menor diámetro = 13 cm
- Menor dimensión de la sección del elemento de borde= 15 cm
- 25 cm

Por lo tanto, se emplearán estribos de 8mm, 1@0.05, 7@0.10 y el resto @0.15 m.

4.1.4 DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL

4.1.4.1 GENERALIDADES

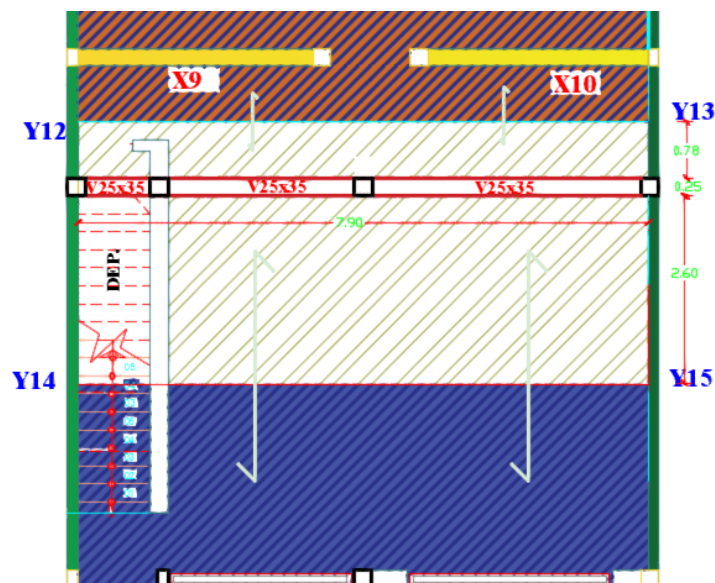
La resistencia requerida se obtiene del Artículo 9.2 de la NTE E.060 para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) será realizada con las siguientes combinaciones:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS \text{ (Carga de sismos)}$$

$$U = 0.90CM \pm CS \text{ (Carga de sismos)}$$

La viga denominada VP-01 (0.25x0.35 m) se encuentra en la parte delantera de nuestro edificio, está apoyada en 04 columnas de 25x25, además esta se encuentra entre los muros de albañilería Y12 y Y13 como se ve en la imagen a continuación:



Por tanto, la viga VP-01 cargará $3.38 \times 7.90 = 26.70\text{m}^2$ de losa, dato que se utilizará para el Cálculo del Metrado de cargas.

Carga Muerta (Peso propio de la viga y el peso de la losa)

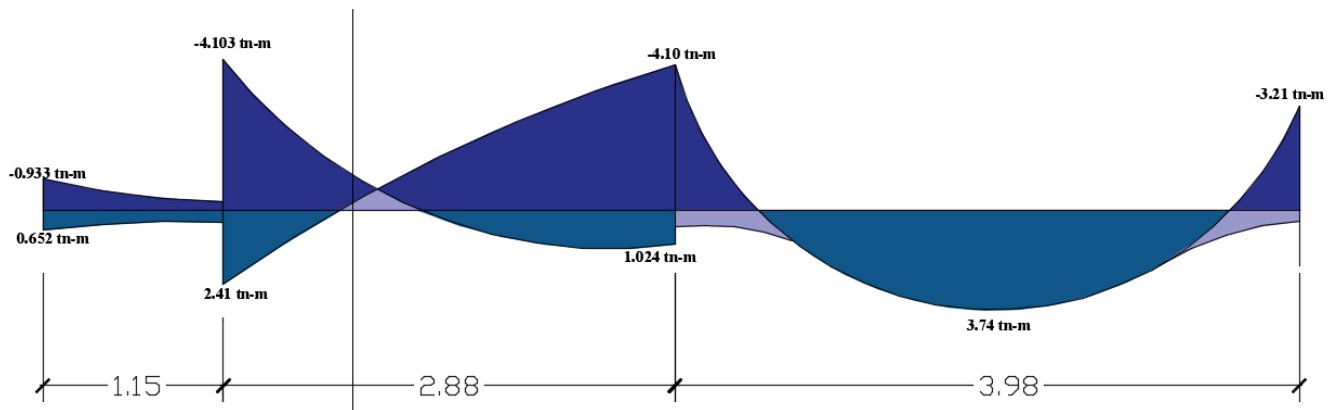
$$W_d = 2.4 \times 0.35 \times 0.25 + (26.7 \times 0.3) / 7.90 = 1.22 \text{ Tn/m}^2$$

Carga Viva (Carga viva de la viga y de la losa)

$$W_l = 0.25 \times 0.5 + (26.7 \times 0.5) / 7.90 = 1.81 \text{ Tn/m}^2$$

La Carga Última por gravedad es de $W_u = 1.4W_m + 1.7W_{vc} = 4.785 \text{ Tn/m}$, mientras que las reacciones por sismo se obtienen directamente del modelo realizado en Etabs tomando para el diseño la viga más esforzada correspondiente a la del primer piso.

El diagrama de momentos flectores lo obtendremos de la envolvente de momentos de los combos que ingresamos para encontrar nuestros momentos últimos. A continuación, se muestran los resultados de la envolvente que se obtuvo en el Etabs.



4.1.4.2 DISEÑO POR FLEXION

Con los momentos obtenidos de la envolvente se procede a determinar la cantidad de acero requerido por flexión mediante las siguientes formulas:

$$Mu = \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \cdot \omega (1 - 0.59\omega) \quad 0.59w^2 - w + \frac{Mu}{\phi f'_c \times b \times d^2} = 0$$

Donde:

- $D = h - 6 = 35 - 6 = 29 \text{ cm}$ (recubrimiento de 6cm para vigas peraltadas más barra de estribo)
- $B_w = 25\text{cm}$ (ancho de viga)
- $F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Asimismo, la NTP E060 indica que el acero mínimo se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$A_{s \min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = 1.75 \text{ cm}^2$$

El acero máximo se obtiene de la siguiente expresión:

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_{bal} \quad \rho_{bal} = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \quad A_s = \rho \times b_w \times d$$

$$A_{s \max} = 11.55 \text{ cm}^2$$

A continuación, se presentan los resultados obtenidos del cálculo de refuerzo a flexión:

	M (-)	M (+)
Mu (tn.m)	4.103	3.740
As calculado (cm2)	4.000	3.630
As mínimo (cm2)	1.750	1.750
Varillas Ø	3 Ø 5/8"	3Ø 1/2"
As colocado (cm2)	5.910	3.810

De acuerdo con el Artículo 21.4.4 de la NTE E.060 se deben cumplir las siguientes condiciones:

- Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, con un área de acero superior al área de acero mínimo calculado ni menor a 1/4 de la máxima requerida en los nudos.
- La resistencia al momento positivo en la cara del nudo no será menor que 1/3 de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo.

Se decidió colocar As inferior: 3 Ø 5/8" y superior 3Ø 1/2"

4.1.4.3 DISEÑO POR CORTANTE

Tenemos:

$V_u \leq \Phi V_n$ En todas las secciones del elemento

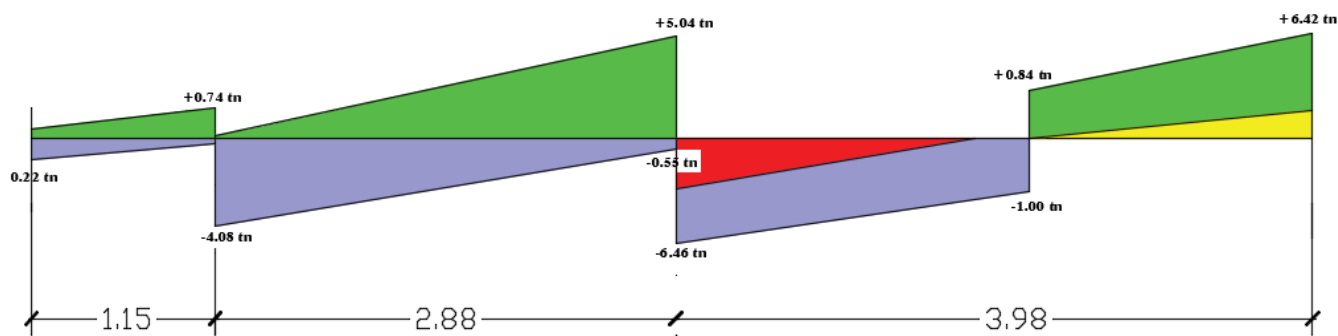
$V_n = V_c + V_s$ Aportes del concreto y refuerzo en el alma

$V_u \leq \Phi (V_c + V_s)$ Condición del diseño por resistencia

La fuerza cortante V_u se obtiene a una distancia "d" de la cara del apoyo, según Artículo 11.1.3.1 de la NTE E.060, por lo tanto, se empleará $V_u = 5.99$ Tn para el tramo de viga donde está la luz de 3.98m

El aporte del concreto viene dado por la siguiente expresión empleado para elementos sometidos a cortante y flexión:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 5.56 \text{ tn}$$



Se tiene entonces $V_u \leq \Phi (V_c + V_s) \dots\dots 5.99 = 0.75(5.56 + V_s) \dots\dots V_s = 2.43$ Tn

Se usará estribos de 3/8" que vienen hacer 1.43 cm2 de area de acero resistente al cortante, por lo tanto, reemplazamos en la siguiente formula:

$$S = A_v f_y d / V_s = 1.43 \times 4200 \times 29 / (2.43 \times 1000) = 71.67 \text{ cm}$$

Para cumplir con lo establecido en el numeral 21.4.4 de la NTE E.060 se resuelven las siguientes condiciones:

- Los estribos deberán ser cerrados, con un diámetro mínimo de 8mm para barras longitudinales de hasta 5/8", de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales mayores.

- El primer estribo no debe estar a más de 10 cm de la cara del elemento, se recomienda colocarlo a 5 cm.
- La zona de confinamiento será igual a $2d$, distancia medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El espaciamiento de los estribos cerrados no deberá exceder del menor valor de:
 - $d/4$, no es necesario que el espaciamiento sea menor de 15 cm
 - 10 veces el diámetro de la barra confinada de menor diámetro.
 - 24 veces el diámetro de la barra de estribo de confinamiento o 30 cm
- El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no excederá de $0.5d$ y no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante:

Por lo tanto, la viga VP-01 tendrá los siguientes resultados:

- Se decidió emplear estribos de $3/8"$.
- La zona de confinamiento es igual a $2d = 2(29) = 58 \approx 60$ cm. Tenemos: o $d/4 = 29/4 = 7.25$ cm, entonces $so1 = 15$ cm.
- $10 db_{menor} = 10 \times 1.27$ (para $\square 1/2"$), entonces $so2 = 13$ cm
- $24 db_{estribo} = 24 \times 0.95$ (para $\square 3/8"$), entonces $so3 = 22.5$ cm
- $so4 = 30$ cm

Por lo tanto, el espaciamiento será $so = 15$ cm.

- Fuera de la zona de confinamiento tenemos:
 - $0.5d = 0.5 \times 29 = 15$ cm
 - $s_{calculado} = \text{mínimo}$ pues V_s es negativo.

Por lo tanto, fuera de la zona de confinamiento $s = 15$ cm

Finalmente se colocarán estribos de $3/8"$ 1@0.05m, 4@0.10m, resto @ 0.15m

4.1.4.4 CÁLCULO DE DEFLEXIONES

La NTE E.060 indica en la tabla 9.1 indica que será posible obviar los cálculos de deflexiones si es que el peralte cumple con el mínimo indicado: $l/16 = 3.65/16 = 0.25$ m. Por lo tanto, al ser el peralte de la viga 0.35 m mayor al mínimo solicitado, no se verifica las deflexiones en la viga.

4.1.4.5 CONTROL DE FISURACIÓN

Según numeral 9.9.3 de la NTE E.060, el fisuramiento está en función a la distribución del refuerzo por flexión en las zonas de tracción máxima, se controla el ancho de las grietas mediante el cálculo del parámetro "Z":

$$Z = f_s * (d_c * A_{ct})^{1/3} \quad , \quad A_{ct} = 2 * y_s * b / n$$

Dónde: f_s = Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio.

d_c = Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo más cercana.

y_s = Centroides del refuerzo principal por flexión

n = Número de barras

A_{ct} = Área efectiva del concreto en tracción que rodea al refuerzo principal de tracción, dividida entre el número de barras.

Dicho parámetro debe ser menor o igual a 26,000 kg/cm.

El valor de f_s se puede asumir como $0.60f_y$ por lo que el caso más crítico ocurrirá cuando se tenga el menor número de barras en la zona de tracción. De acuerdo a la distribución de acero de la viga, la zona de tracción contiene tres barras de $1/2"$, por lo tanto, tenemos:

$$f_s = 0.60f_y = 0.60 \times 4,200 = 2,520 \text{ kg/cm}^2$$

$d_c = y_s = 4.5 \text{ cm}$ (capas uniformes de acero)
 $n = 3$

$$A_{ct} = 2 \cdot 4.5 \cdot 25/3 = 75 \text{ cm}^2$$

$$Z = 2520 \cdot (4.5 \cdot 75)^{1/3} = 17511.19 \text{ kg/cm} \leq 26000 \text{ kg/cm}$$

Por lo tanto, se cumple lo solicitado por la NTE E.060 con respecto al control de las fisuras de la viga de concreto armado.

4.1.5 DISEÑO DE LOSA MACIZA

4.1.5.1 GENERALIDADES

Las losas macizas con armado en ambas direcciones son de gran aceptación en nuestro medio. Estos elementos se diseñan para resistir los requerimientos a flexión y corte que en estas se presentan por acción de su peso propio, el piso terminado, tabiques y sobrecarga, siendo el diseño a flexión el más importante.

DATOS

SOBRE CARGA:

$$S/C = 500.00 \text{ kg/m}^2$$

PROPIEDADES:

$$f'_c = 250.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 2400.00 \text{ Kg/m}^3$$

METODO DE LOS COEFICIENTES:

1.- CALCULO DEL PERALTE DE LA LOSA:

PERIMETRO:

$$P = 2 \cdot 4.9 + 2 \cdot 4.6$$

$$P = 19.00 \text{ m}$$

ESPESOR MINIMO:

$$h = P/180$$

$$h = 0.106 \text{ m}$$

$$\text{ESPESOR: } h = 0.125 \text{ m}$$

2.- METRADO DE CARGAS

CARGA MUERTA AMPLIFICADO:

$$\gamma_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$\gamma_c = 2.40 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{Peso Propio: } 0.125 \cdot (2.4 \cdot 1.4) = 0.420 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Piso Terminado: } 0.1 \cdot 1.4 = 0.140 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{U,CM} = 0.560 \text{ ton/m}^2$$

CARGA VIVA AMPLIFICADO:

$$\begin{aligned} \text{Sobre Carga:} & \quad \frac{0.5 \cdot 1.7}{W_{U,CV}} = \frac{0.850 \text{ ton/m}^2}{0.850 \text{ ton/m}^2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{U,TOTAL} &= W_{U,CM} + W_{U,CV} \\ W_{U,TOTAL} &= 1.410 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

3.- DISTRIBUCION DE COEFICIENTES:

3.1.- MOMENTOS POSITIVOS

3.1.1.- DEBIDO A CARGA MUERTA

B

CASO 01

A

$m = \frac{A}{B} = \frac{4.20}{4.50} = 0.933$

$$\begin{aligned} M_{A(+)} &= C_{A(+)} \cdot W_{U,CM} \cdot (A^2) \\ M_{B(+)} &= C_{B(+)} \cdot W_{U,CM} \cdot (B^2) \end{aligned}$$

PARA: $m = 0.9$

$$\begin{aligned} C_{A(+)} &= 0.045 \\ C_{B(+)} &= 0.029 \end{aligned}$$

PARA: $m = 0.95$

$$\begin{aligned} C_{A(-)} &= 0.040 \\ C_{B(-)} &= 0.033 \end{aligned}$$

INTERLANDO PARA : $m = 0.93$

$$\begin{aligned} C_{A(+)} &= 0.042 \\ C_{B(+)} &= 0.031 \end{aligned}$$

MOMENTOS:

$$\begin{aligned} M_{Acm(+)} &= 0.042 \cdot 0.56 \cdot (4.2^2) = 0.415 \text{ Ton.m} \\ M_{Bcm(+)} &= 0.0314 \cdot 0.56 \cdot (4.5^2) = 0.356 \text{ Ton.m} \end{aligned}$$

3.1.2.- DEBIDO A CARGA VIVA:

B

CASO 01

A

$m = \frac{A}{B} = \frac{4.20}{4.50} = 0.933$

$$\begin{aligned} M_{A(+)} &= C_{A(+)} \cdot W_{U,CV} \cdot (A^2) \\ M_{B(+)} &= C_{B(+)} \cdot W_{U,CV} \cdot (B^2) \end{aligned}$$

PARA: $m = 0.9$

$$\begin{aligned} C_{A(+)} &= 0.045 \\ C_{B(+)} &= 0.029 \end{aligned}$$

PARA: $m = 0.95$

$$\begin{aligned} C_{A(+)} &= 0.040 \\ C_{B(+)} &= 0.033 \end{aligned}$$

INTERLANDO PARA : $m = 0.93$

$$\begin{aligned} C_{A(+)} &= 0.042 \\ C_{B(+)} &= 0.031 \end{aligned}$$

MOMENTOS:

$$\begin{aligned} MA_{cv}(+) &= 0.042 \cdot 0.85 \cdot (4.2^2) &= & 0.630 & \text{Ton.m} \\ MB_{cv}(+) &= 0.0314 \cdot 0.85 \cdot (4.5^2) &= & 0.540 & \text{Ton.m} \end{aligned}$$

POR LO TANTO:

$$\begin{aligned} MA_u(+) &= MA_{cm}(+) + MA_{cv}(+) \\ MB_u(+) &= MB_{cm}(+) + MB_{cv}(+) \\ MA_u(+) &= 0.415 + 0.630 = 1.045 \text{ Ton.m} \\ MB_u(+) &= 0.356 + 0.540 = 0.897 \text{ Ton.m} \end{aligned}$$

3.2.- MOMENTOS NEGATIVOS

A

B

CASO 02

$m = \frac{A}{B} = \frac{4.20}{4.50} = 0.933$

$$\begin{aligned} MA(-) &= CA(-) \cdot W_u \cdot (A^2) \\ MB(-) &= CB(-) \cdot W_u \cdot (B^2) \end{aligned}$$

PARA: $m = 0.9$

$$\begin{aligned} CA(-) &= 0.055 \\ CB(-) &= 0.037 \end{aligned}$$

PARA: $m = 0.95$

$$\begin{aligned} CA(-) &= 0.050 \\ CB(-) &= 0.041 \end{aligned}$$

INTERLANDO PARA : $m = 0.93$

$$\begin{aligned} CA(-) &= 0.052 \\ CB(-) &= 0.039 \end{aligned}$$

MOMENTOS:

$$\begin{aligned} MA_u(-) &= 0.052 \cdot 1.41 \cdot (4.2^2) &= & 1.293 & \text{Ton.m} \\ MB_u(-) &= 0.0394 \cdot 1.41 \cdot (4.5^2) &= & 1.125 & \text{Ton.m} \end{aligned}$$

3.2.1 SEGÚN EL ARTICULO 13.7.3.5 DEL RNE:

En los bordes discontinuos se considerará un momento negativo igual a un tercio del momento positivo.

Por lo tanto los momentos negativos seran:

$$\begin{aligned} MA_u(-) &= \frac{MA_u(+)}{3} = 0.348 \text{ Ton.m} \\ MB_u(-) &= \frac{MB_u(+)}{3} = 0.299 \text{ Ton.m} \end{aligned}$$

4.- CALCULO DEL REFUERZO:

Acero minimo:

$$\begin{aligned} A_{smin} &= 0.0018 * b_w * h \\ A_{smin} &= 0.0018 * 100 * 12.5 \\ A_{smin} &= 2.250 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$d = h - 0.03 = 0.095 \text{ m}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - 2 \frac{Mu}{\phi 0.85 f_c * b_w}}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

Momento (-)	Mu(Ton.m)	a(cm)	As(cm2)	As(cm2)
A	0.348	0.194	0.980	2.250
B	0.299	0.166	0.840	2.250
Momento (+)	Mu(Ton.m)	a(cm)	As(cm2)	As(cm2)
A	1.045	0.594	3.003	3.003
B	0.897	0.507	2.565	2.565

Espaciamiento:

Diametro de las varillas

ϕ	=	3/8"
area	=	0.71

Numero de varillas(#var)

$$\#var = \frac{A_{sL}}{A_{sd}} = \frac{2.25}{0.71} = 3.17 \approx 4$$

Espaciamiento(S), $r = 2.0 \text{ cm}$

$$S = \frac{B}{\#var - 1} = \frac{(100)}{4 - 1} = 33.3 \approx 32.5 \text{ cm}$$

$$S < 2 * h$$

$$S < 0.25 \text{ m}$$

Por lo tanto tomamos

$$S = 0.33 \text{ m}$$

$$\phi 3/8" @ 0.325$$

4.- CALCULO DEL REFUERZO:

Analizando a una distancia "d" de la cara del muro o viga.

Para: Area 1

$$A = 4.20 \text{ m}$$

$$W_U = 1.410 \text{ Ton/m}^2$$

$$d = 0.095 \text{ m}$$

$$V_U = \left(\frac{A + (A - 2d)}{2} \right) * d * W_U$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_C = 0.53 * (f'_c)^{0.5} * b_o * d$$

REEMPLAZADO:

$$V_C = 27.14 \text{ Ton}$$

$$V_U = 0.550 \text{ Ton}$$

SE DEBE CUMPLIR:

$$\begin{aligned} V_U &\leq \phi * V_C \\ 0.550 &\leq 27.14 \text{ ton} \quad \text{.....ok} \end{aligned}$$

Para: Area 2

$$B = 4.50 \text{ m}$$

$$W_U = 1.410 \text{ Ton/m}^2$$

$$d = 0.095 \text{ m}$$

$$V_U = \left(\frac{B + (B - 2d)}{2} \right) * d * W_U$$

$$V_C = 0.53 * (f'_c)^{0.5} * b_o * d$$

REEMPLAZADO:

$$V_C = 29.17 \text{ Ton}$$

$$V_U = 0.590 \text{ Ton}$$

SE DEBE CUMPLIR:

$$\begin{aligned} V_U &\leq \phi * V_C \\ 0.590 &\leq 29.17 \text{ ton} \quad \text{.....ok} \end{aligned}$$

4.1.6 DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Para el diseño de la cimentación se realizó un análisis previo basado en la posibilidad de emplear cimientos corridos tanto para los muros de Albañilería Confinada como para los de concreto armado.

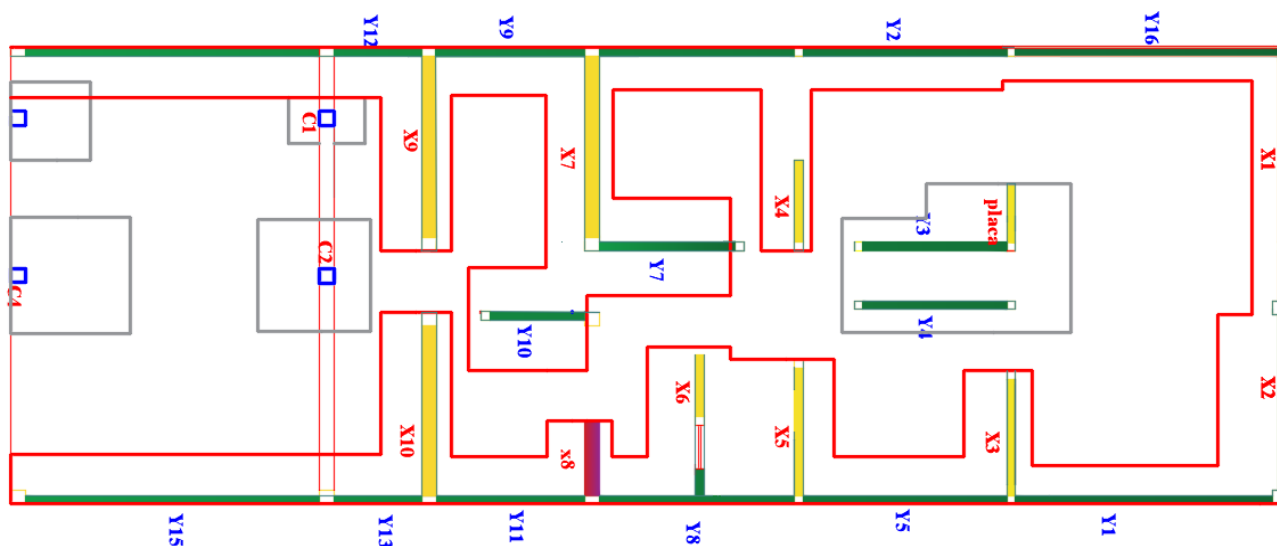
Para dimensionar el ancho de la cimentación se utiliza la fórmula $B = P/100q$, donde P es la carga de servicio (PD + PL), y q es la capacidad portante neta del terreno que, como se indicó en las generalidades del proyecto, tiene un valor de 0.90 kg/cm².

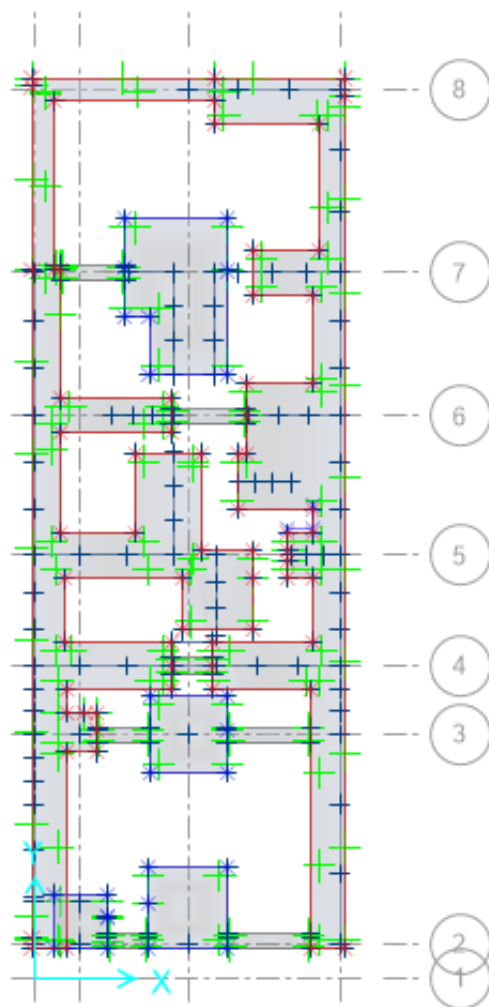
De tal forma se presenta la Tabla 12.1 con los cálculos para piso típico y azotea para cada muro y la carga de servicio. Así mismo, se debe indicar que la base calculada debe ser mayor a 0.40 m por razones constructivas.

P.DEAD + P.LIVE	Pserv (tn)	L(cm)	Ps (Tn/m)	b(m)	bfinal
Y1	23.64	23.64	4.53	5.22	0.580
Y2	23.34	23.34	3.89	6.00	0.667
Y3	24.07	24.07	2.85	8.45	0.939
Y4	23.98	23.98	2.85	8.41	0.935
Y5	26.74	26.74	3.89	6.87	0.764
Y6	22.71	22.71	3.85	5.90	0.656
Y7	41.28	41.28	2.80	14.74	1.638
Y8	27.62	27.62	3.85	7.17	0.797
Y9	21.85	21.85	3.13	6.98	0.776
Y10	32.27	32.27	2.08	15.52	1.724
Y11	20.83	20.83	3.13	6.65	0.739
Y12	15.36	15.36	2.05	7.49	0.833
Y13	15.34	15.34	2.05	7.48	0.832
Y14	39.26	39.26	5.70	6.89	0.765
Y15	39.13	39.13	5.70	6.86	0.763
ot				9	tn/m2

P.DEAD + P.LIVE	Pserv (tn)	L(cm)	Ps (Tn/m)	b(m)	bfinal
X1	17.23	17.23	4.40	3.92	0.435
X2	36.68	36.68	3.65	10.05	1.117
X3	24.45	24.45	2.40	10.19	1.132
placa	25.66	25.66	1.20	21.39	2.376
X4	19.43	19.43	2.60	7.47	0.830
X5	23.31	23.31	1.63	14.30	1.589
X6	18.52	18.52	1.40	13.23	1.470
X7	37.12	37.12	3.65	10.17	1.130
X8	14.48	14.48	1.50	9.65	1.073
X9	37.37	37.37	3.65	10.24	1.138
X10	35.82	35.82	3.45	10.38	1.153
ot				9	tn/m2

Con las dimensiones calculadas se procede a dibujar los cimientos corridos en color rojo sobre los muros de Albañilería Confinada y las zapatas de color gris en las columnas, como se muestra en la Figura:





A continuación, este dibujo de AutoCAD con las dimensiones de las cimentaciones y zapatas propuestas se exporta al programa SAFE. Cabe resaltar que el programa SAFE se encarga del diseño de la cimentación de estructuras teniendo como datos la capacidad portante (que depende del coeficiente de balasto). Se trabajará con las fuerzas y momentos de base que resultaron del análisis que resultó del ETABS para luego exportar al SAFE.

Se trabajará con la carga de servicio que es la suma de cargas muertas y cargas vivas al 100%. A continuación, se muestra la configuración final de nuestra cimentación. Se puede observar que las cimentaciones resultan con dimensiones considerables, esto es debido a las cargas de servicio que son muy altas y la capacidad portante del suelo del proyecto es de 0.9 kg/cm^2 .

Los cimientos corridos tendrán una resistencia a la compresión de $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ con una dosificación $1:10+30\% \text{ Pg}$ y una altura de 1.00 m .

Las zapatas tendrán una resistencia a la compresión $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ con una altura de 0.50 m . Estas irán en las columnas de la parte

delantera de nuestra estructura.

Por último, se tiene que el coeficiente de balasto para una resistencia del suelo de 0.9 kg/cm^2 es de 2.02 kg/cm^3

Luego de ingresados los datos se procede a correr el programa, luego nos vamos a comprobar los esfuerzos que resisten el suelo y en caso de que sean excedidos, se redimensionaran nuestros cimientos corridos y zapatas aisladas.

A continuación, se muestra el diagrama de presiones del suelo creado por el SAFE para nuestra configuración de cargas y momentos de nuestro edificio de albañilería.

Como vemos hay algunos puntos que exceden a nuestra resistencia de terreno, por lo cual se procederá a mejorar el suelo para así poder lograr un comportamiento dentro del rango que proponemos, optaremos por utilizar una capa de concreto de 0.25 m por debajo de nuestras cimentaciones.

Para mejorar la capacidad resistiva de nuestro suelo se puede usar el método de COMPACTACIÓN DINÁMICA PROFUNDA La densificación del suelo en profundidad, mediante impactos de gran intensidad en superficie, constituye una tecnología de demostrada utilidad, con los medios mecánicos de que se dispone actualmente para la mejora económica, en numerosas ocasiones, de las características geotécnicas de numerosos tipos de suelos flojos, principalmente granulares, y también de suelos de grano fino (limosos y arcillosos) no saturados, de baja y media plasticidad (*).

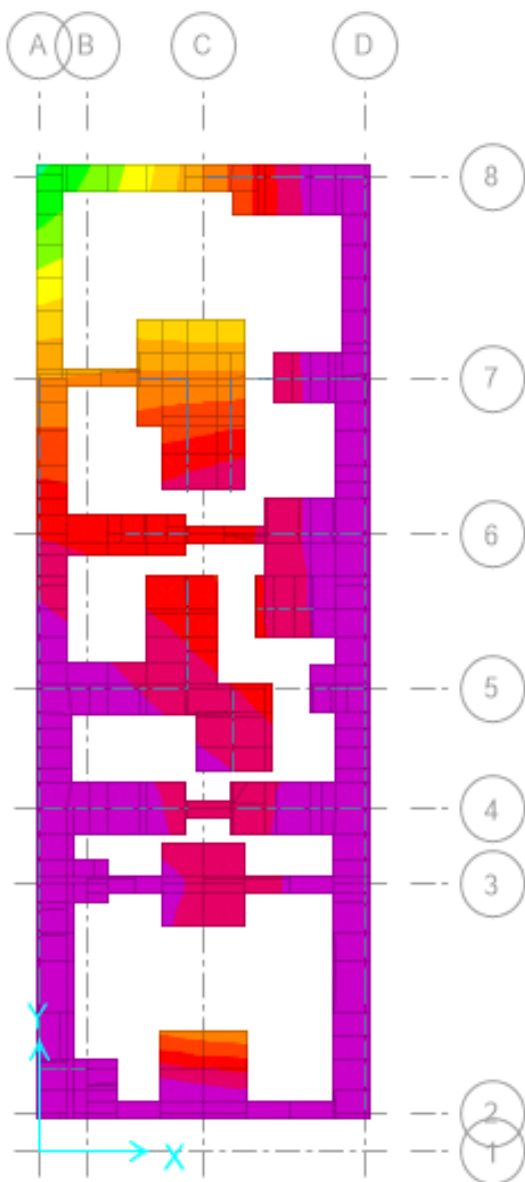


TABLE: Soil Pressures - Summary				
Panel	OutputCase	CaseType	MaxPress	MinPress
Text	Text	Text	kgf/cm2	kgf/cm2
1	SERV	Combination	-1.186	-1.338
2	SERV	Combination	-1.021	-1.332
3	SERV	Combination	-1.001	-1.125
4	SERV	Combination	-0.939	-1.072
5	SERV	Combination	-0.817	-0.981
6	SERV	Combination	-0.621	-0.831
7	SERV	Combination	-0.272	-0.627
8	SERV	Combination	-1.03	-1.195
9	SERV	Combination	-0.651	-1.186
10	SERV	Combination	-0.87	-1.021
11	SERV	Combination	-0.864	-1.001
12	SERV	Combination	-0.759	-0.939
13	SERV	Combination	-0.624	-0.888
14	SERV	Combination	-0.377	-0.643
15	SERV	Combination	-0.99	-1.118
16	SERV	Combination	-0.634	-1.115
17	SERV	Combination	-0.859	-1.011
18	SERV	Combination	-0.797	-0.997
19	SERV	Combination	-0.803	-1.006
20	SERV	Combination	-0.639	-1.044
21	SERV	Combination	-0.495	-1.09

Si bien este procedimiento de mejora del terreno se ha utilizado desde hace más de 20 años, por ejemplo en Alemania y Dinamarca, y en la URSS para compactación de loess, y en África del Sur (1955) para compactar en profundidad rellenos hidráulicos flojos, el método experimentó un gran avance, a partir del año 1970, con Louis Menard, en Francia.

Actualmente el método se está utilizando en más de 20 naciones. El procedimiento supone el impacto sistemático del terreno, mediante la caída de grandes pesos, de 5 a más de 20 t, según una retícula prefijada. **En terrenos granulares flojos, de gran espesor**, la densificación por impacto ha demostrado ser una alternativa económica a la precarga, al pilotaje, a la compactación profunda mediante vibración y al desmonte y posterior reposición y compactación en capas del terreno. El efecto de impacto de la maza sobre la superficie del suelo es **propagar tensiones dinámicas mediante ondas de compresión y de corte en las capas del subsuelo**. Estas cargas rápidas cíclicas provocan, en los suelos saturados, un aumento de las presiones intersticiales y su licuefacción, así como la formación de fisuras internas, que constituyen una red de drenaje y aumentan temporalmente su permeabilidad. Dichas presiones se disipan rápidamente mediante drenaje, en los suelos arenosos, y más lentamente en los suelos arcillosos, lo que origina su consolidación.

En los suelos arcillosos, poco mermeables, se puede acelerar el proceso de consolidación mediante drenes verticales (*). Como resultado de la compactación dinámica, el suelo adquiere un menor índice de huecos

y disminuye su humedad, adquiriendo un carácter sobreconsolidado. Esto produce un aumento de la resistencia del terreno y de su rigidez, lo que supone disminuir los asentos

Las propiedades geotécnicas fundamentales de los suelos arenosos y, en general, de todos los suelos granulares incoherentes, cuales son su resistencia al corte, su deformabilidad bajo carga y su permeabilidad, dependen principalmente de su compacidad o grado de empaquetamiento, influyendo también la granulometría y la forma de los granos, que determinan su ángulo de rozamiento interno. Por otra parte, los suelos arenosos incoherentes, en general, son bastante o muy permeables.

Como se ha indicado, la resistencia intrínseca al corte de los suelos granulares viene determinada fundamentalmente por su ángulo de rozamiento interno, que es función principalmente de su densidad relativa. Asimismo, el módulo de deformación y el módulo de balastro de estos suelos dependen también de su densidad relativa, así como su susceptibilidad frente a los movimientos sísmicos o a las vibraciones, especialmente en el caso de suelos saturados (densidad crítica, licuefacción) (*).

La licuefacción temporal del subsuelo, provocada por las vibraciones, le permite adquirir un estado más denso. Es de destacar que tanto la resistencia a la rotura por corte, como la rigidez de los suelos granulares, aumenta rápidamente al acrecentar su compacidad, a la vez que disminuye su compresibilidad lo que en arenas se puede determinar, por ejemplo, mediante ensayos de resistencia a la penetración SPT.

4.2 DISEÑO DE EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO

El diseño de las placas, columnas, vigas, losas y demás elementos estructurales fue realizado por el método de resistencia última de acuerdo a la Norma Peruana de Concreto Armado E-060.

4.2.1. Procedimiento general de diseño a la rotura

En el diseño de los elementos estructurales, se busca que la resistencia de diseño sea mayor o igual a la solicitación última. La resistencia de diseño es la resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción Φ , la resistencia nominal depende de la calidad del concreto, de la cantidad de acero colocado y de las dimensiones de la sección, mientras que la solicitación última que se obtiene de las cargas amplificadas mediante combinaciones de los diferentes casos de análisis. Así se tiene:

Flexión: $\Phi M_n \geq M_u$

Corte: $\Phi V_n \geq V_u$

Axial: $\Phi P_n \geq P_u$

Los factores de reducción de reducción Φ , son los indicados en la Norma Peruana E-030. A Continuación se muestra los valores de los factores de reducción.

Tabla 6.1. Factores de Reducción

FUERZA DE SECCIÓN	FACTOR DE REDUCCIÓN (Φ)
Flexión 0.90	0.90
Cortante 0.85	0.85
Compresión y Flexo compresión Elementos con estribos	0.70
Aplastamiento en el concreto	0.70

4.2.2. Combinaciones de Carga

A continuación, se muestra las cinco combinaciones de carga. Los factores para sismo en X e Y, son los valores que se obtuvieron para que dicho factor multiplicado por el cortante basal dinámico sea igual al 90% del cortante basal estático (ver Cap. 5.3.3).

MV: 1.4 Muerta + 1.7 Viva

MVSX1: 1.25 (Muerta + Viva) \pm 1.25 (SISXX)

MVSY1: 1.25 (Muerta + Viva) \pm 1.25 (SISYY)

MSX1: 0.90 Muerta \pm 1.25 SISXX

MSY1: 0.90 Muerta \pm 1.25 SISYY

4.2.3. DISEÑO DE VIGA.

4.2.3.1. Fundamentos para el Diseño por Flexión

Las consideraciones previas para el diseño son:

- 1) Acero de refuerzo tiene comportamiento elastoplástico
- 2) Concreto tiene deformación unitaria última igual a 0.003
- 3) Para una sección sometida a flexión, se tiene la distribución de esfuerzos de compresión de forma rectangular propuesto por Whitney.

La figura 6.1 muestra los esfuerzos de compresión propuesto por Whitney, donde: $C = 0.85 f'_c a$, $T = A_s f_y$, $a = \beta c$, $\beta = 0.85$ para $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

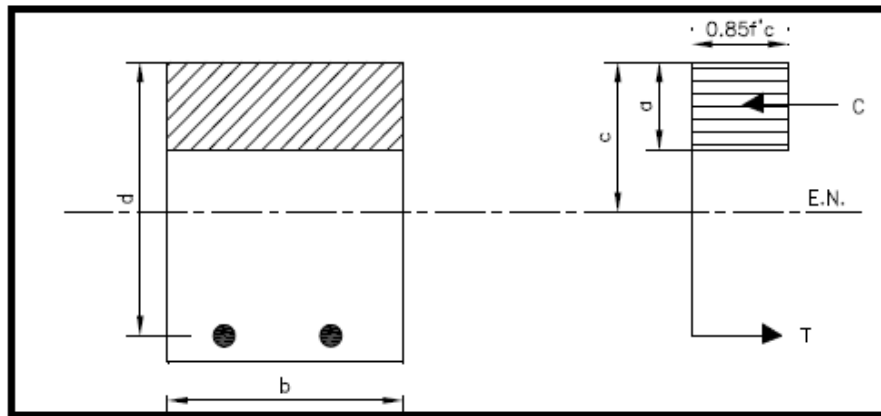


Figura 6.1. Distribución de esfuerzos propuesto por Whitney

Procedimiento para el Diseño de un elemento sujeto a flexión:

1) Cálculo del Acero: Se calcula K_u :

$$K_u = M_u / (b \times d^2),$$

Dónde: b y d son datos de la sección y M_u son los momentos actuantes máximos

Se calcula el Acero ρ :

Se calcula la cuantía ρ y el Acero $A_s = \rho \times b \times d$, conociendo la ecuación

$$K_u = \Phi \rho f_y (1 - 0.59 \rho f_y / f'_c) \text{ y los valores tabulados de } K_u.$$

2) Verificación de la Fluencia del Acero

Se calcula "a":

$$a = A_s f_y / (0.85 f'_c b),$$

Dónde: A_s ya fue calculado, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, b es dato de la sección

Se calcula "c":

$$c = a / \beta, \text{ Donde, } \beta = 0.85 \text{ para } f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Se calcula la fluencia del acero: ϵ_s

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} (d - c) / c, \text{ Donde, } \epsilon_{cu} = 0.003$$

Se verifica que la fluencia sea mayor a la fluencia del acero: $\epsilon_s > \epsilon_y = 0.0021$

3) Verificación del Acero Máximo y Mínimo

Se calcula A_s máx.:

$$\rho_{\text{máx.}} = 0.75 \times \rho_b; \rho_b = 0.85 \times \beta \times f'_c / (f_y \times (6000 / (6000 + f_y))); \text{ donde } f'_c = 210, \beta = 0.85$$

$A_s \text{ max} = \rho_{\text{max}} \times b \times d$, Se verifica que $A_s < A_s \text{ máx.}$

Se calcula A_s min:

$$A_s \text{ min} = 0.7 \times \sqrt{f'_c} / f_y \times b \times d, \text{ Se verifica que } A_s > A_s \text{ min}$$

4.2.3.2 Fundamentos para el Diseño por Corte

Se debe satisfacer que: $V_u \leq \Phi V_n$; Dónde: V_u es la resistencia requerida tomada en la sección crítica (a "d" de la cara) del elemento y V_n es la resistencia nominal.

La Resistencia nominal es la suma de las resistencias aportadas por el concreto y por el refuerzo: $V_n = V_c + V_s$

La Resistencia del concreto a la fuerza cortante es $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$

La Resistencia al corte aportado por el acero transversal es: $V_s = A_v f_y d / s$

Dónde: A_v : Área de acero transversal provisto para resistir corte

s : Separación del refuerzo transversal; d : Peralte de Viga; f_y : 4200 kg/cm^2

Se utilizan estribos cerrados con gancho estándar a 135° con acero no mayor a 4200 kg/cm^2 , como refuerzo transversal debido a que la edificación está ubicada en zona sísmica.

Procedimiento de diseño por corte:

Valores de V_u

1. En el diagrama V_u actuante se ubican las secciones críticas

Espaciamiento de Estribos

2. Si $V_u \leq 0.85 V_c$; $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d$. \Rightarrow Colocar Estribos mínimos: $S_{m\acute{a}x} = A_v \cdot f_y / V_s$ / (3.5b)
3. Si $V_u < 0.5 \Phi V_c \Rightarrow$ No se requiere colocar estribos, salvo requisitos de diseño sismo resistente.
4. Si $V_u > \Phi V_c \Rightarrow$ Requiere estribos: $V_s = V_u / \Phi - V_c$
 Si $V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} b d \Rightarrow$ Diseñar estribo: $S = A_v f_y d / V_s$
 Si $V_s > 2.1 \sqrt{f'_c} b d \Rightarrow$ Se debe cambiar la sección.
5. V_s limite = $1.1 \sqrt{f'_c} b d$
 Si $V_s < V_s$ limite $\Rightarrow S_{m\acute{a}x} = 60\text{cm}$ o $d/2$
 Si $V_s > V_s$ limite $\Rightarrow S_{m\acute{a}x} = 30\text{cm}$ o $d/4$

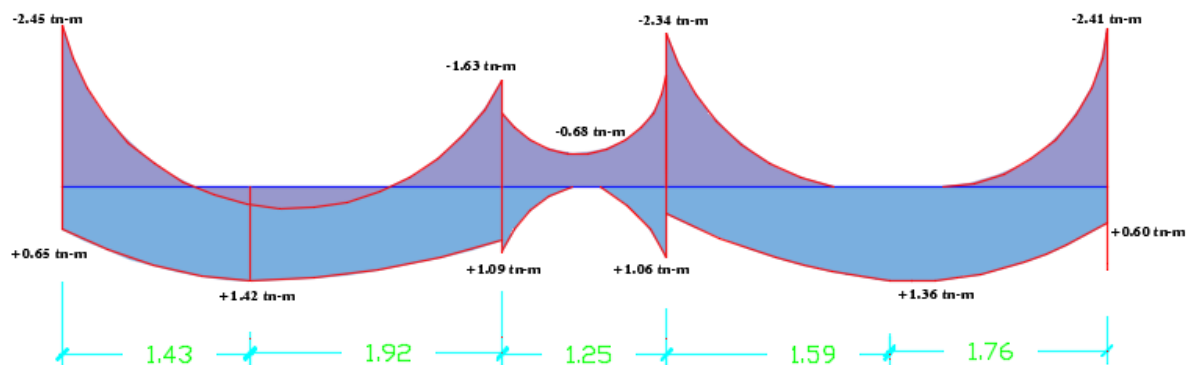
Requerimiento Smico para el espaciamiento de estribos:

6. En una longitud $2h$ medidos desde la cara de la viga se encuentra la zona de confinamiento, donde el primer estribo está a no más de 10cm, el espaciamiento, no deberá exceder de: $d/4$ y mayor a 15cm, 10 db, 24 dv, 30cm
 La zona central deberá tener un espaciamiento de: $0,5d$ o el requerido por la fuerza cortante.

Ejemplo de diseño de Viga V-02 del Segundo nivel

Se presenta el diseño de la viga V-02 del segundo nivel cuyo esquema de cargas se encuentra en el capítulo 4.2.2. La figura 6.2 muestra los diagramas de fuerza cortante y momento flector.

Fig.6.2 Diagrama de Fuerza Cortante y Momento Flector de Viga V-02



4.2.3.3 DISEÑO POR FLEXION

Con los momentos obtenidos de la envolvente se procede a determinar la cantidad de acero requerido por flexión mediante las siguientes formulas:

$$M_u = \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \cdot \omega (1 - 0.59\omega) \quad 0.59\omega^2 - \omega + \frac{M_u}{\phi f'_c \times b \times d^2} = 0$$

Donde:

- $D = h - 6 = 30 - 6 = 24\text{cm}$ (recubrimiento de 6cm para vigas peraltadas más barra de estribo)
- $b_w = 25\text{cm}$ (ancho de viga)
- $F'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Asimismo, la NTP E060 indica que el acero mínimo se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$A_{s \min} = \frac{0,7\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d = 1.58 \text{ cm}^2$$

El acero máximo se obtiene de la siguiente expresión:

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_{\text{bal}} \quad \rho_{\text{bal}} = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \quad A_s = \rho \times b_w \times d$$

$$A_{s \max} = 11.38 \text{ cm}^2$$

A continuación, se presentan los resultados obtenidos del cálculo de refuerzo a flexión:

	M (-)	M (+)
Mu (tn.m)	2.45	1.42
As calculado (cm2)	2.83	1.61
As mínimo (cm2)	1.58	1.58
Varillas Ø	2 Ø 5/8"	2 Ø 1/2"
As colocado (cm2)	3.94	2.54

De acuerdo al Artículo 21.4.4 de la NTE E.060 se deben cumplir las siguientes condiciones:

- Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, con un área de acero superior al área de acero mínimo calculado ni menor a 1/4 de la máxima requerida en los nudos.
- La resistencia al momento positivo en la cara del nudo no será menor que 1/3 de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo.

Se decidió colocar As inferior 2 Ø 1/2" y superior 2 Ø 5/8"

4.2.3.4 DISEÑO POR CORTANTE

Tenemos:

$V_u \leq \Phi V_n$ En todas las secciones del elemento

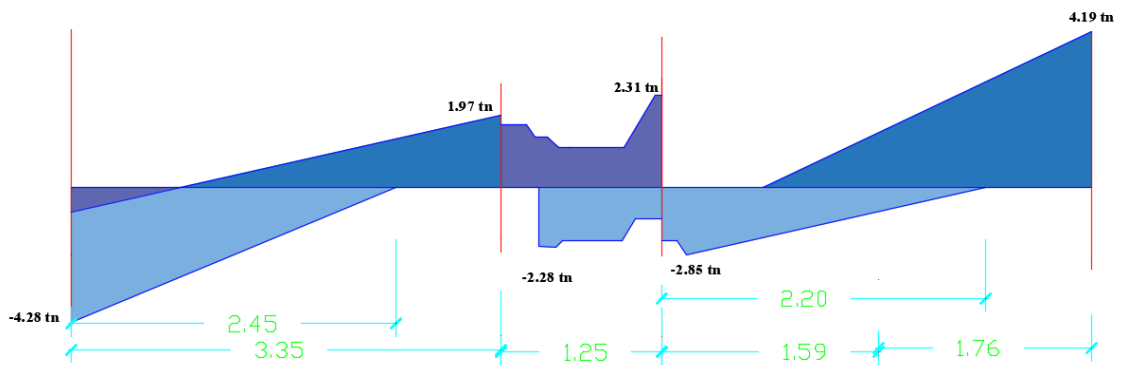
$V_n = V_c + V_s$ Aportes del concreto y refuerzo en el alma

$V_u \leq \Phi (V_c + V_s)$ Condición del diseño por resistencia

La fuerza cortante V_u se obtiene a una distancia "d" de la cara del apoyo, según Artículo 11.1.3.1 de la NTE E.060, por lo tanto, se empleará $V_u = 4.10 \text{ Tn}$ para el tramo de viga donde está la luz de 3.35m

El aporte del concreto viene dado por la siguiente expresión empleado para elementos sometidos a cortante y flexión:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d = 5.03 \text{ tn}$$



Se tiene entonces $V_u \leq \Phi (V_c + V_s)$ $4.1 = 0.75 (5.03 + V_s)$ $V_s = 0.44 \text{ Tn}$

Se usará estribos de 3/8" que vienen hacer 1.43 cm² de area de acero resistente al cortante, por lo tanto, reemplazamos en la siguiente formula:

$$S = A_v f_y d / V_s = 1.43 * 4200 * 24 / (0.44 * 1000) = 327.6 \text{ cm}$$

Para cumplir con lo establecido en el numeral 21.4.4 de la NTE E.060 se resuelven las siguientes condiciones:

- Los estribos deberán ser cerrados, con un diámetro mínimo de 8mm para barras longitudinales de hasta 5/8", de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales mayores.
- El primer estribo no debe estar a más de 10 cm de la cara del elemento, se recomienda colocarlo a 5 cm.
- La zona de confinamiento será igual a 2d, distancia medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El espaciamiento de los estribos cerrados no deberá exceder del menor valor de:
 - d/4, no es necesario que el espaciamiento sea menor de 15 cm
 - 10 veces el diámetro de la barra confinada de menor diámetro.
 - 24 veces el diámetro de la barra de estribo de confinamiento o 30 cm
- El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no excederá de 0.5d y no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante:
Por lo tanto, la viga V-02 tendrá los siguientes resultados:
- Se decidió emplear estribos de 3/8".
- La zona de confinamiento es igual a 2d = 2(24) = 48 ≈ 50 cm. Tenemos: o d/4 = 24/4 = 6.0 cm, entonces so1 = 15 cm.
- 10 dbmenor = 10 x 1.27 (para □1/2"), entonces so2 = 13 cm
- 24 dbestribo = 24 x 0.71 (para □3/8"), entonces so3 = 17.04 cm
- so4 = 30 cm
Por lo tanto, el espaciamiento será so = 13 cm.
- Fuera de la zona de confinamiento tenemos:
- 0.5d = 0.5 x 24 = 12 cm
- scalculado = mínimo pues Vs es negativo.
Por lo tanto, fuera de la zona de confinamiento s = 15 cm

Finalmente se colocarán estribos de 3/8" 1@0.05m, 5@0.10m, resto @ 0.15m

4.2.3.5 CÁLCULO DE DEFLEXIONES

La NTE E.060 indica en la tabla 9.1 indica que será posible obviar los cálculos de deflexiones si es que el peralte cumple con el mínimo indicado: $l/16 = 3.35/16 = 0.21\text{m}$. Por lo tanto, al ser el peralte de la viga 0.24 m mayor al mínimo solicitado, no se verifica las deflexiones en la viga.

4.1.3.5 CONTROL DE FISURACIÓN

Según numeral 9.9.3 de la NTE E.060, el fisuramiento está en función a la distribución del refuerzo por flexión en las zonas de tracción máxima, se controla el ancho de las grietas mediante el cálculo del parámetro “Z”:

$$Z = f_s * (d_c * A_{ct})^{1/3} \quad , \quad A_{ct} = 2 * y_s * b / n$$

Dónde: f_s = Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio.

d_c = Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo más cercana.

y_s = Centroide del refuerzo principal por flexión

n = Número de barras

A_{ct} = Área efectiva del concreto en tracción que rodea al refuerzo principal de tracción, dividida entre el número de barras.

Dicho parámetro debe ser menor o igual a 26,000 kg/cm.

El valor de f_s se puede asumir como $0.60f_y$ por lo que el caso más crítico ocurrirá cuando se tenga el menor número de barras en la zona de tracción. De acuerdo a la distribución de acero de la viga, la zona de tracción contiene tres barras de 1/2", por lo tanto, tenemos:

$$f_s = 0.60f_y = 0.60 \times 4,200 = 2,520 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_c = y_s = 4.5 \text{ cm (capas uniformes de acero)}$$

$$n = 2$$

$$A_{ct} = 2 * 4.5 * 25 / 2 = 112.5 \text{ cm}^2$$

$$Z = 2520 * (4.5 * 112.5)^{1/3} = 20084.25 \text{ kg/cm} \leq 26000 \text{ kg/cm}$$

Por lo tanto, se cumple lo solicitado por la NTE E.060 con respecto al control de las fisuras de la viga de concreto armado.

4.2.4 DISEÑO DE LOSA MACIZA

4.2.4.1 GENERALIDADES

Las losas macizas son de gran aceptación en nuestro medio. Estos elementos se diseñan para resistir los requerimientos a flexión y corte que en estas se presentan por acción de su peso propio, el piso terminado, tabiques y sobrecarga, siendo el diseño a flexión el más importante.

DATOS

SOBRE CARGA:

$$S/C = 600.00 \text{ kg/m}^2$$

PROPIEDADES:

$$f'_c = 250.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 2400.00 \text{ Kg/m}^3$$

METODO DE LOS COEFICIENTES:

1.- CALCULO DEL PERALTE DE LA LOSA:

PERIMETRO:

$$P = 2 * 4.9 + 2 * 4.6$$

$$P = 19.00 \text{ m}$$

ESPESOR MINIMO:

$$h = P / 180$$

$$h = 0.106 \text{ m}$$

$$\text{ESPESOR: } h = 0.125 \text{ m}$$

2.- METRADO DE CARGAS

CARGA MUERTA AMPLIFICADO:

$$\begin{aligned} \gamma_c &= 2400 \text{ Kg/m}^3 \\ \gamma_c &= 2.40 \text{ ton/m}^3 \end{aligned}$$

Peso Propio:

Piso Terminado:

$$\begin{aligned} 0.125 \cdot (2.4 \cdot 1.4) &= 0.420 \text{ ton/m}^2 \\ 0.1 \cdot 1.4 &= 0.140 \text{ ton/m}^2 \\ \hline W_{u,c} &= 0.560 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

CARGA VIVA AMPLIFICADO:

Sobre Carga:

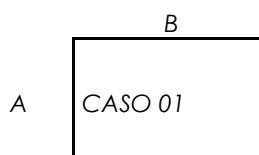
$$\begin{aligned} 0.6 \cdot 1.7 &= 1.020 \text{ ton/m}^2 \\ \hline W_{u,v} &= 1.020 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{u,TOTAL} &= W_{u,CM} + W_{u,CV} \\ W_{u,TOTAL} &= 1.580 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

3.- DISTRIBUCION DE COEFICIENTES:

3.1.- MOMENTOS POSITIVOS

3.1.1.- DEBIDO A CARGA MUERTA



$$m = \frac{A}{B} = \frac{4.20}{4.50} = 0.933$$

$$\begin{aligned} M_A(+) &= C_A(+) \cdot W_{u,cm} \cdot (A^2) \\ M_B(+) &= C_B(+) \cdot W_{u,cm} \cdot (B^2) \end{aligned}$$

PARA: $m = 0.9$

$$\begin{aligned} C_A(+) &= 0.045 \\ C_B(+) &= 0.029 \end{aligned}$$

PARA: $m = 0.95$

$$\begin{aligned} C_A(-) &= 0.040 \\ C_B(-) &= 0.033 \end{aligned}$$

INTERLANDO PARA : $m = 0.93$

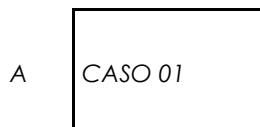
$$\begin{aligned} C_A(+) &= 0.042 \\ C_B(+) &= 0.031 \end{aligned}$$

MOMENTOS:

$$\begin{aligned} M_A(+) &= 0.042 \cdot 0.56 \cdot (4.2^2) = 0.415 \text{ Ton.m} \\ M_B(+) &= 0.0314 \cdot 0.56 \cdot (4.5^2) = 0.356 \text{ Ton.m} \end{aligned}$$

3.1.2.- DEBIDO A CARGA VIVA:

B



$$m = \frac{A}{B} = \frac{4.20}{4.50} = 0.933$$

$$\begin{aligned} MA(+) &= CA(+) * W_{u,cv} * (A^2) \\ MB(+) &= CB(+) * W_{u,cv} * (B^2) \end{aligned}$$

PARA: $m = 0.9$

$$\begin{aligned} CA(+) &= 0.045 \\ CB(+) &= 0.029 \end{aligned}$$

PARA: $m = 0.95$

$$\begin{aligned} CA(+) &= 0.040 \\ CB(+) &= 0.033 \end{aligned}$$

INTERLANDO PARA : $m = 0.93$

$$\begin{aligned} CA(+) &= 0.042 \\ CB(+) &= 0.031 \end{aligned}$$

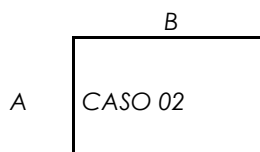
MOMENTOS:

$$\begin{aligned} \begin{matrix} MA \\ cv(+) \end{matrix} &= 0.042 * 1.02 * (4.2^2) &= 0.756 & \text{Ton.m} \\ \begin{matrix} MB \\ v(+) \end{matrix} &= 0.0314 * 1.02 * (4.5^2) &= 0.649 & \text{Ton.m} \end{aligned}$$

POR LO TANTO:

$$\begin{aligned} \begin{matrix} MA \\ u(+) \end{matrix} &= 0.415 & + & 0.756 &= 1.171 & \text{Ton.m} \\ \begin{matrix} MB \\ u(+) \end{matrix} &= 0.356 & + & 0.649 &= 1.005 & \text{Ton.m} \end{aligned}$$

3.2.- MOMENTOS NEGATIVOS



$$m = \frac{A}{B} = \frac{4.20}{4.50} = 0.933$$

$$\begin{aligned} MA(-) &= CA(-) * W_u * (A^2) \\ MB(-) &= CB(-) * W_u * (B^2) \end{aligned}$$

PARA: $m = 0.9$

$$\begin{aligned} CA(-) &= 0.055 \\ CB(-) &= 0.037 \end{aligned}$$

PARA: $m = 0.95$

$$\begin{aligned} CA(-) &= 0.050 \\ CB(-) &= 0.041 \end{aligned}$$

INTERLANDO PARA : $m = 0.93$

$$\begin{aligned} CA(-) &= 0.052 \\ CB(-) &= 0.039 \end{aligned}$$

MOMENTOS:

$$\begin{aligned} MAu(-) &= 0.052 \cdot 1.58 \cdot (4.2^2) = 1.449 \text{ Ton.m} \\ MBu(-) &= 0.0394 \cdot 1.58 \cdot (4.5^2) = 1.261 \text{ Ton.m} \end{aligned}$$

3.2.1 SEGÚN EL ARTICULO 13.7.3.5 DEL RNE:

En los bordes discontinuos se considerará un momento negativo igual a un tercio del momento positivo.

Por lo tanto los momentos negativos seran:

$$\begin{aligned} MAu(-) &= \frac{MAu(+)}{3} = 0.390 \text{ Ton.m} \\ MBu(-) &= \frac{MBu(+)}{3} = 0.335 \text{ Ton.m} \end{aligned}$$

4.- CALCULO DEL REFUERZO:

Acero minimo:

$$\begin{aligned} As_{mi} &= 0.0018 \cdot b_w \cdot h \\ As_{mi} &= 0.0018 \cdot 100 \cdot 12.5 \\ As_{mi} &= 2.250 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$d = h - 0.03 = 0.095 \text{ m}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - 2 \frac{Mu}{\phi \cdot 0.85 f_c \cdot b_w}} \quad A_s = \frac{Mu}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

Momento (-)	Mu(Ton.m)	a(cm)	As(cm2)	As(cm2)
A	0.390	0.217	1.099	2.250
B	0.335	0.186	0.942	2.250
Momento (+)	Mu(Ton.m)	a(cm)	As(cm2)	As(cm2)
A	1.171	0.668	3.379	3.379
B	1.005	0.570	2.884	2.884

Espaciamiento:

Diametro de las varillas

ϕ	=	3/8"
area	=	0.71

Numero de varillas(#var)

$$\#var = \frac{AsL}{Asd} = \frac{2.25}{0.71} = 3.17 \approx 4$$

Espaciamiento(\$), r = 2.0cm

$$S = \frac{B}{\#var - 1} = \frac{(100)}{4 - 1} = 33.3 \approx 32.5 \text{ cm}$$

$$S < 2 * h$$

$$S < 0.25 \text{ m}$$

Por lo tanto tomamos

$$S = 0.33 \text{ m}$$

$\phi 3/8" @ 0.325$

4.- CALCULO DEL REFUERZO:

Analizando a una distancia "d" de la cara del muro o viga.

Para: Area 1

$$A = 4.20 \text{ m}$$

$$W_U = 1.580 \text{ Ton/m}^2$$

$$d = 0.095 \text{ m}$$

$$V_U = \left(\frac{A + (A - 2d)}{2} \right) * d * W_U \quad \phi = 0.85$$

$$V_C = 0.53 * (f'_c)^{0.5} * b_o * d$$

REEMPLAZADO:

$$V_C = 27.14 \text{ Ton}$$

$$V_U = 0.616 \text{ Ton}$$

SE DEBE CUMPLIR:

$$0.616 \leq \frac{V_U}{27.14} \leq \phi * V_C \quad \text{.....ok}$$

Para: Area 2

$$B = 4.50 \text{ m}$$

$$W_U = 1.580 \text{ Ton/m}^2$$

$$d = 0.095 \text{ m}$$

$$V_U = \left(\frac{B + (B - 2d)}{2} \right) * d * W_U \quad \phi = 0.85$$

$$V_C = 0.53 * (f'_c)^{0.5} * b_o * d$$

REEMPLAZADO:

$$V_C = 29.17 \text{ Ton}$$

$$V_U = 0.661 \text{ Ton}$$

SE DEBE CUMPLIR:

$$0.661 \leq \frac{V_U}{29.17} \leq \phi * V_C \quad \text{.....ok}$$

4.2.5 DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO

4.2.5.1 Parámetros:

- Esbeltez: Relación entre la altura total y la longitud de la placa, si es mayor a la unidad se trata de un muro esbelto.
 $h = 2.60 \text{ m}$, $h_m = 8.60 \text{ m}$
 $L = 1.50 \text{ m}$
 $h_m/L = 5.7333$. Por tanto, se trata de un muro esbelto.
Área axial bruta: Ancho de la placa por su longitud
 $t = 25 \text{ cm}$, $L = 150 \text{ cm}$
 $A = 3750 \text{ cm}^2$
- Momento de inercia de la sección bruta: $I = t \times L^3 / 12$
 $t = 25 \text{ cm}$
 $L = 150 \text{ cm}$
 $I = 7'031,250.00 \text{ cm}^4$
- Resistencia nominal de concreto: **$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$** ,
- Resistencia nominal del acero: **$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$**
- Fuerzas internas últimas en el primer piso obtenidas del diseño para sismo moderado (en el modelamiento se añadieron los combos para diseño último):
 $P_u = 64.95 \text{ Tn}$
 $V_u = 25.22 \text{ Tn}$
 $M_u = 53.87 \text{ Tn.m}$

4.2.5.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

De acuerdo con el Artículo 9.2 de la norma, se empleará la combinación de cargas $1.4PD + 1.7PL$ para obtener la resistencia requerida, donde PD y PL son las cargas acumuladas obtenidas de la tabla de resumen de metrados:

$PD = 29.87 \text{ Tn}$

$PL = 9.47 \text{ Tn}$

$PU = 1.4PD + 1.7PL = 57.92 \text{ Tn}$

Según el Artículo 14.5.2 se debe cumplir la siguiente expresión:

$P_u \leq \phi P_n = 0.55 \phi f'_c A [1 - (kh/32t)^2]$, donde $\phi = 0.70$ es el factor de reducción de resistencia por compresión pura, y $k = 1.00$ es el coeficiente para muros de albañilería sin restricción a la rotación en sus extremos, por lo tanto:

$\phi P_n = 322.814 \text{ Tn}$, por lo que se cumple que $P_u \leq \phi P_n$

4.2.5.3 Verificación de la necesidad de confinamiento en los bordes

Tomando como referencia el “Estudio experimental de los Criterios del ACI empleados para confinar los bordes de los muros de albañilería de concreto armado” del Ing. San Bartolomé, se verificará que la expresión correspondiente a la flexocompresión máxima:

$$\sigma = P/A + M_y/I, \text{ donde } y = 0.50L, \text{ sea menor a } 0.20 f'_c \text{ para evitar el confinamiento:}$$

$$\sigma = 125.17 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma = 125.17 / 250 = 0.50 f'_c, > 0.20 f'_c$

Por lo tanto, se necesita confinamiento en los bordes.

4.2.5.4 Momento Flector de Agrietamiento por Flexión (MCR)

De acuerdo con el Artículo 10.5.1 de la NTE E.060, el momento flector de agrietamiento se obtiene por: **$MCR * y/I - P/A = 2\sqrt{f'_c}$** , entonces **$MCR = (2\sqrt{f'_c} + P/A) * I/y$** . La sección debe soportar un momento flector por lo menos igual a **$M = 1.2 MCR$** . Se trabajará con el mayor de M_u o M para el diseño del refuerzo vertical:

$$MCR = 34.025 \times 10^5 \text{ kg.cm} = 44.12 \text{ Tn.m}$$

$$M = 1.2 MCR = 52.94 \text{ tn.m}$$

$M_u = 53.87 \text{ Tn.m}$

Por lo tanto, se empleará el mayor, es decir $M_u = 53.87 \text{ Tn.m}$

4.2.5.5 Determinación del Refuerzo Vertical y Momento Flector Nominal (Mn)

De acuerdo a la norma, $P_u/A = 17.32 \text{ kg/cm}^2 = 6.93\% f'_c$, por lo que al ser menor que el 10% de f'_c se utilizará $\phi = 0.8$ en la siguiente expresión para calcular el área de acero vertical: $A_s f_y D + 1/2 P_u L \geq M_u/\phi$, donde $D=0.80L$, además $P_u = 64.85 \text{ Tn}$ y $M_u = 53.87 \text{ Tn.m}$ (combinación crítica de carga vertical mínima), con la cual operando se despeja:

$$A_s \geq 3.69 \text{ cm}^2$$

Por tanto, se decide utilizar 4Ø1/2 en los extremos que corresponden a un área de acero colocado de 5.08cm². Así mismo se empleará Ø1/2@15 cm en el interior, cumpliendo con los siguientes artículos de la NTE. 060:

Artículo 14.3.1: Cuantía mínima horizontal: Se define lo siguiente $V_u \leq \phi V_n$

$$\text{Donde } V_n \leq 2.60 \cdot (f'_c) \cdot 0.5 \cdot (t \cdot d) = 89.41 \text{ Tn} \dots \dots \dots \phi V_n = T_n$$

$$V_u = 25.22 \text{ Tn} \text{ (según los resultados del modelamiento)}$$

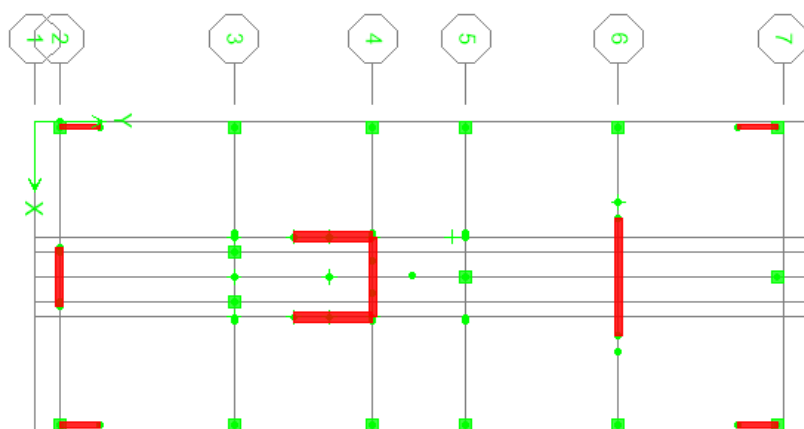
$V_u \leq \phi V_n$ es cumplido satisfactoriamente no siendo necesario el reforzamiento horizontal

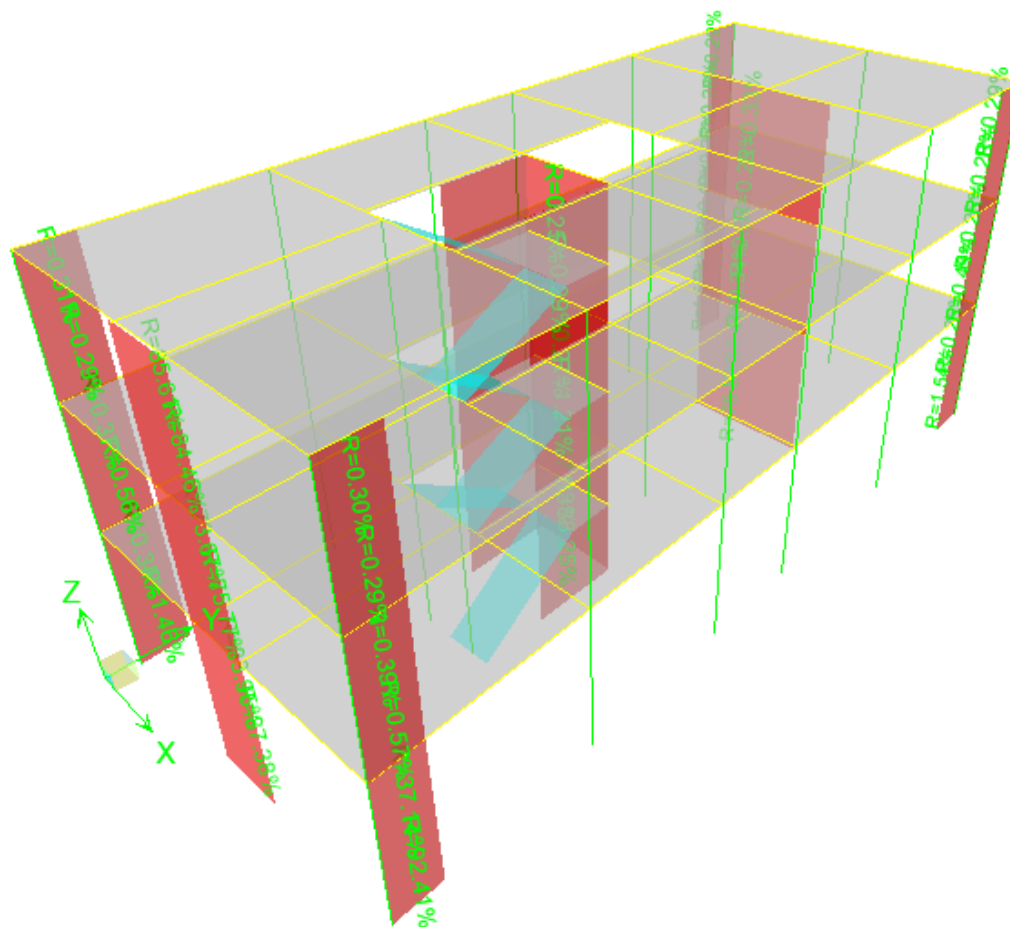
Cuantía mínima vertical = 0.0033

Artículo 14.3.3: Espaciamiento del refuerzo vertical y horizontal menor a 3t ó 40 cm.

Artículo 14.4.4: Refuerzo vertical no requiere estribos si la cuantía es menor a 0.010, nosotros tenemos una cuantía vertical total de 0.011, por lo tanto, se usarán estribos de ¼" espaciados cada 0.20 m.

Con estos parámetros procedemos a desarrollar el diagrama de interacción de la placa: Se muestra a continuación la distribución de placas en planta de nuestra edificación:





- a) Diseñaremos con el software la placa ubicada en la parte delantera de nuestra edificación que mide 1.50m de largo y 0.25m de espesor. A continuación, se muestra los datos de diseño de dicha placa y la cuantía que cumple para el diseño por cortante y momento flector.

Uniform Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318-05/IBC 2003)

Story ID: STORY1		Pier ID: P3	X Loc: 3.975		Y Loc: 0.63		Units: Ton-m	
Flexural Check for P-M2-M3			(RLLF = 0.877)					
Station	D/C	Flexural						
Location	Ratio	Combo	Pu	M2u	M3u			
Top	0.386	COMB9	7.492	3.305	0.197			
Bottom	0.863	COMB7	31.337	-0.281	60.139			
Shear Design								
Station	Rebar	Shear				Capacity	Capacity	
Location	cm^2/m	Combo	Pu	Mu	Vu	phi Vc	phi Vn	
Top Leg 1	5.750	COMB3	53.291	21.152	25.379	17.357	39.092	
Bot Leg 1	5.750	COMB3	56.603	60.134	25.379	17.237	34.625	
Boundary Element Check								
Edge	Edge	Governing			Stress	Stress	C	C
Location	Length	Combo	Pu	Mu	Comp	Limit	Depth	Limit
Left Top	0.000	COMB4	75.321	-0.3018	221.820	500.000	N/C	N/C
Right Top	0.000	COMB4	75.321	0.1667	220.254	500.000	N/C	N/C
Left Bot	0.000	COMB4	78.633	-0.6948	235.976	500.000	N/C	N/C
Right Bot	0.000	COMB4	78.633	0.6903	235.924	500.000	N/C	N/C

La distribución de acero de refuerzo es la siguiente:

Pier Design Overwrites - Uniform Reinforcing Section (ACI 318-05/IBC 2003)

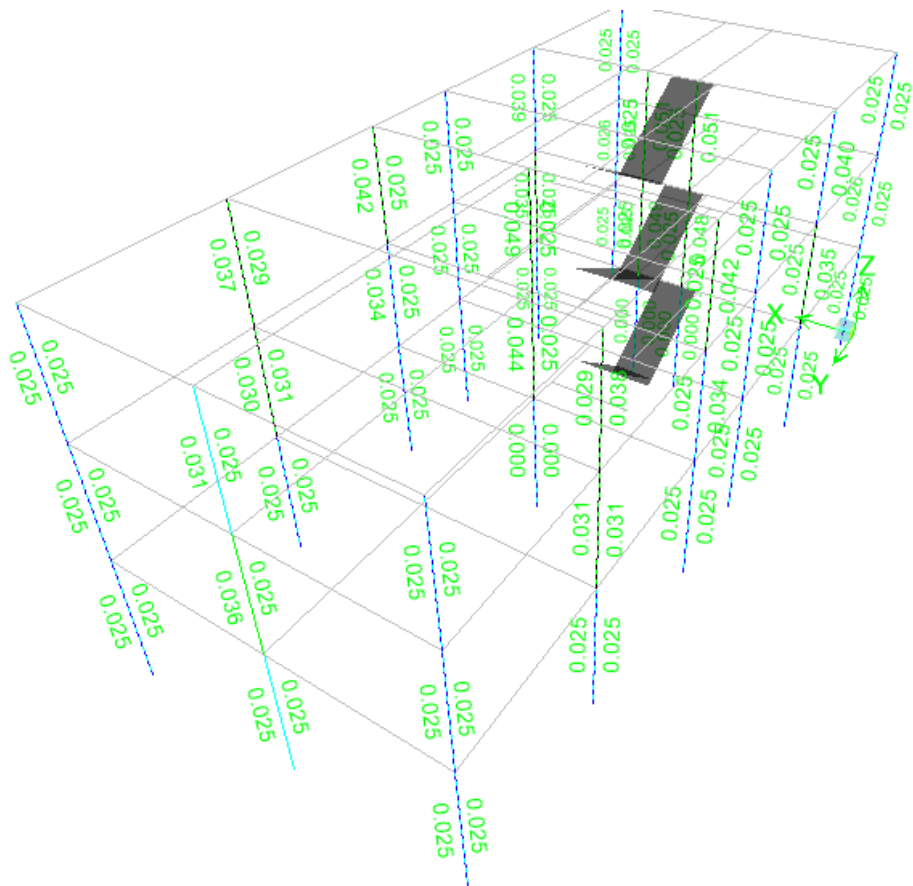
<input type="checkbox"/>	Design this Pier?	Yes
<input type="checkbox"/>	LL Reduction Factor	0.8768
<input type="checkbox"/>	Design is Seismic?	Yes
<input type="checkbox"/>	Pier Section Type	Uniform Reinforcing
<input type="checkbox"/>	End/Corner Bar Name	#5
<input type="checkbox"/>	Edge Bar Name	#4
<input type="checkbox"/>	Edge Bar Spacing	0.3
<input type="checkbox"/>	Clear Cover	0.03
<input type="checkbox"/>	Material	CONC250
<input type="checkbox"/>	Check/Design Reinforcing	Check
<input type="checkbox"/>		
<input type="checkbox"/>		
<input type="checkbox"/>		

b) Diseñaremos la placa en forma de U, ubicada en la caja de escalera

Uniform Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318-05/IBC 2003)

Story ID: STORY1 Pier ID: P1 X Loc: 3.975 Y Loc: 7.868843 Units: Ton-m								
Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 0.697)								
Station	D/C	Flexural						
Location	Ratio	Combo	Pu	M2u	M3u			
Top	0.329	COMB9	36.246	265.862	0.057			
Bottom	0.737	COMB9	50.731	573.979	1.110			
Shear Design - First Leg Requiring Most Rebar per Unit Length								
Station	Rebar	Shear				Capacity	Capacity	
Location	cm^2/m	Combo	Pu	Mu	Vu	phi Vc	phi Vn	
Top Leg 1	7.748	COMB9	-94.671	30.067	50.428	19.187	50.428	
Bot Leg 3	10.612	COMB9	-89.072	180.073	50.711	7.922	50.711	
Boundary Element Check								
Edge	Edge	Governing			Stress	Stress	C	C
Location	Length	Combo	Pu	Mu	Comp	Limit	Depth	Limit
Left Top: 1	0.000	COMB4	133.515	-22.5344	437.213	500.000	N/C	N/C
Right Top: 1	0.000	COMB4	133.515	32.5151	502.305	500.000	0.274	0.476
Left Bot: 1	0.366	COMB4	139.878	-175.6458	1449.599	500.000	0.566	0.476
Right Bot: 3	0.376	COMB4	139.126	181.3861	1485.400	500.000	0.576	0.476

El diseño de las columnas será efectuado con el software Etabs para todos los combos de diseño según la NTP E060 Diseño de Concreto Armado. La cuantía será de 6 barras de 5/8" en todas las columnas principales y en las 04 columnas esquineras serán 4 barras de 3/4" + 2 barras de 5/8":



Según el gráfico nos da un resultado de 0.025. Si usamos estribos de 3/8", entonces sería:

$e = (2 \cdot 0.71) / (0.025/100) = 0.56\text{m}$ esto nos da un espaciamiento de 56cm, nosotros usaremos para todas nuestras columnas 1@0.05, 4@0.10, 2@0.15, r@0.25.

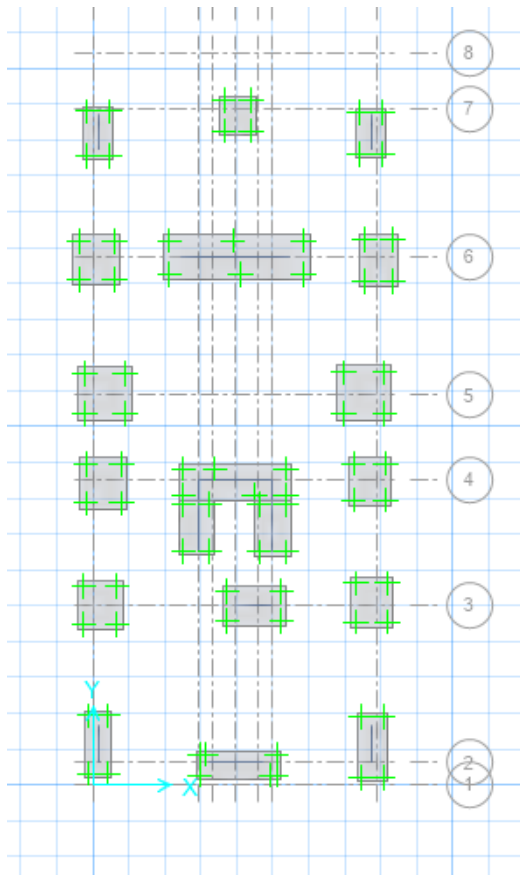
4.2.6 DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Para el diseño de la cimentación se utilizará el programa SAFE, que nos permite dimensionar nuestras cimentaciones, en este caso serán zapatas aisladas y combinadas, según la ubicación de nuestras columnas y placas.

Además, se utilizarán vigas de cimentación para garantizar un comportamiento monolítico, y que, en caso de asentamientos diferenciales en un determinado punto, estos no sean muy altos, garantizando así la disminución de estos asentamientos al mínimo.

Las cimentaciones se diseñaron teniendo en cuenta las cargas de servicio que se aplican en la base, que vienen a ser la sumatorias de cargas muertas y vivas al 100%.

Del programa ETABS exportamos el modelo al SAFE, para poder así efectuar el trabajo de dimensionamiento teniendo en cuenta que nuestra capacidad de soporte del suelo debe ser menor a 0.9 kg/cm^2 , que es la que nos resulta en nuestro estudio de suelos a una profundidad de 1.60m.



Como vemos hay algunos puntos que exceden a nuestra resistencia de terreno, por lo cual se procederá a mejorar el suelo para así poder lograr un comportamiento dentro del rango que proponemos, optaremos por utilizar una capa de concreto de 0.25 m por debajo de nuestras cimentaciones.

Se puede observar que nuestros sistemas de cimentación a usar serán de zapatas aisladas y una zapata combinada en la zona de la escalera, la capacidad portante del suelo del proyecto es de 0.9 kg/cm^2 .

Las zapatas serán de un concreto de $f'c=210\text{kg/cm}^2$, con un peralte de 0.50m estas llevarán una cuantía de refuerzo según los esfuerzos que resistan, esto se detallara en los planos finales

Por último, se tiene que el coeficiente de balasto para una resistencia del suelo de 0.9 kg/cm^2 es de 2.02 kg/cm^3

Luego de ingresados los datos se procede a correr el programa, luego nos vamos a comprobar los esfuerzos que resisten el suelo y en caso de que sean excedidos, se redimensionaran nuestras zapatas.

A continuación, se muestra el diagrama de presiones del suelo creado por el SAFE para nuestra configuración de cargas y momentos de nuestro edificio de albañilería.

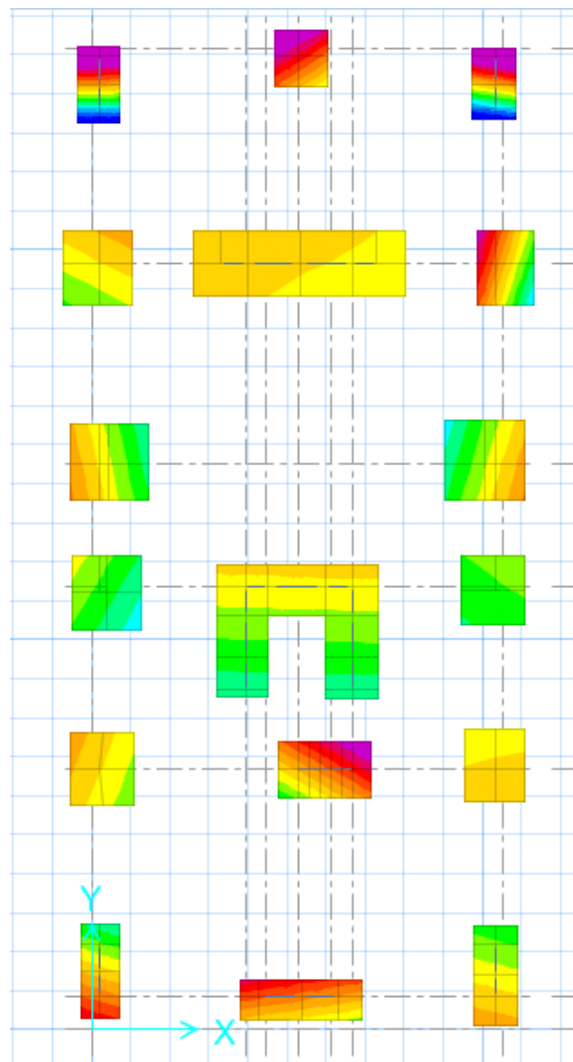
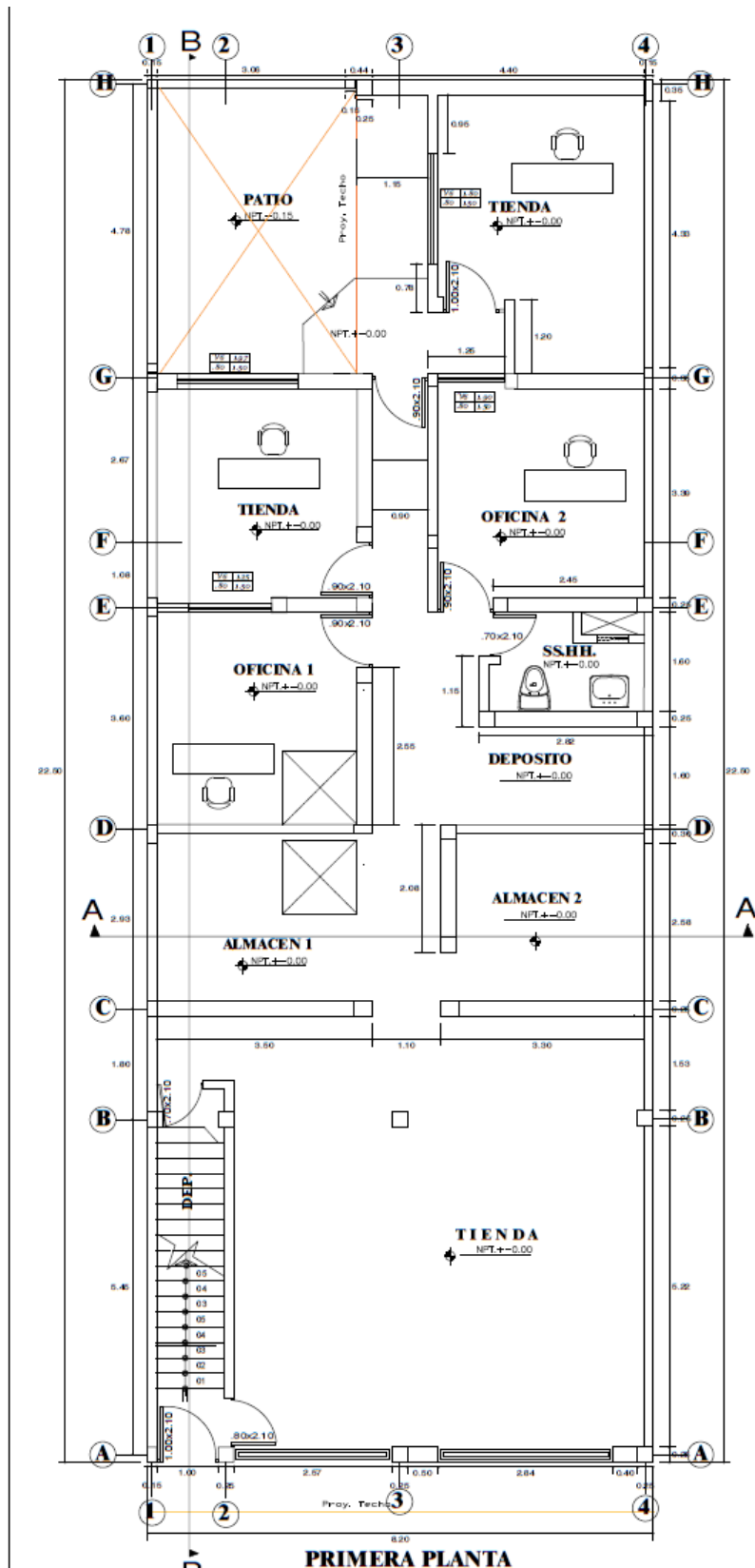


TABLE: Soil Pressures - Summary				
Panel	OutputCase	CaseType	MaxPress	MinPress
PUNTO	NOMENC	CM+CV	kgf/cm2	kgf/cm2
1	CMCV	Combination	-0.631	-0.797
2	CMCV	Combination	-0.215	-0.668
3	CMCV	Combination	-0.157	-0.517
4	CMCV	Combination	-0.216	-0.511
5	CMCV	Combination	-0.218	-0.521
6	CMCV	Combination	0.107	-1.323
8	CMCV	Combination	-0.522	-0.734
9	CMCV	Combination	-0.713	-0.869
10	CMCV	Combination	-0.225	-0.464
11	CMCV	Combination	-0.463	-0.511
15	CMCV	Combination	-0.471	-0.713
16	CMCV	Combination	-0.292	-0.847
17	CMCV	Combination	-0.399	-0.765
18	CMCV	Combination	-0.464	-0.515
19	CMCV	Combination	-0.48	-0.495
20	CMCV	Combination	-0.487	-0.938
21	CMCV	Combination	-0.822	-1.143
22	CMCV	Combination	-0.428	-0.662
23	CMCV	Combination	-0.369	-0.796
24	CMCV	Combination	-0.584	-0.893
26	CMCV	Combination	-0.475	-0.487
27	CMCV	Combination	-0.424	-0.822
28	CMCV	Combination	-0.675	-1.025
29	CMCV	Combination	-0.399	-0.62
30	CMCV	Combination	-0.497	-0.794
31	CMCV	Combination	-0.225	-0.975
32	CMCV	Combination	-0.468	-0.517
36	CMCV	Combination	-0.51	-0.606
37	CMCV	Combination	-0.309	-0.87
38	CMCV	Combination	-0.227	-1.052
39	CMCV	Combination	-0.231	-0.519
40	CMCV	Combination	-0.176	-0.848
41	CMCV	Combination	0.163	-1.309

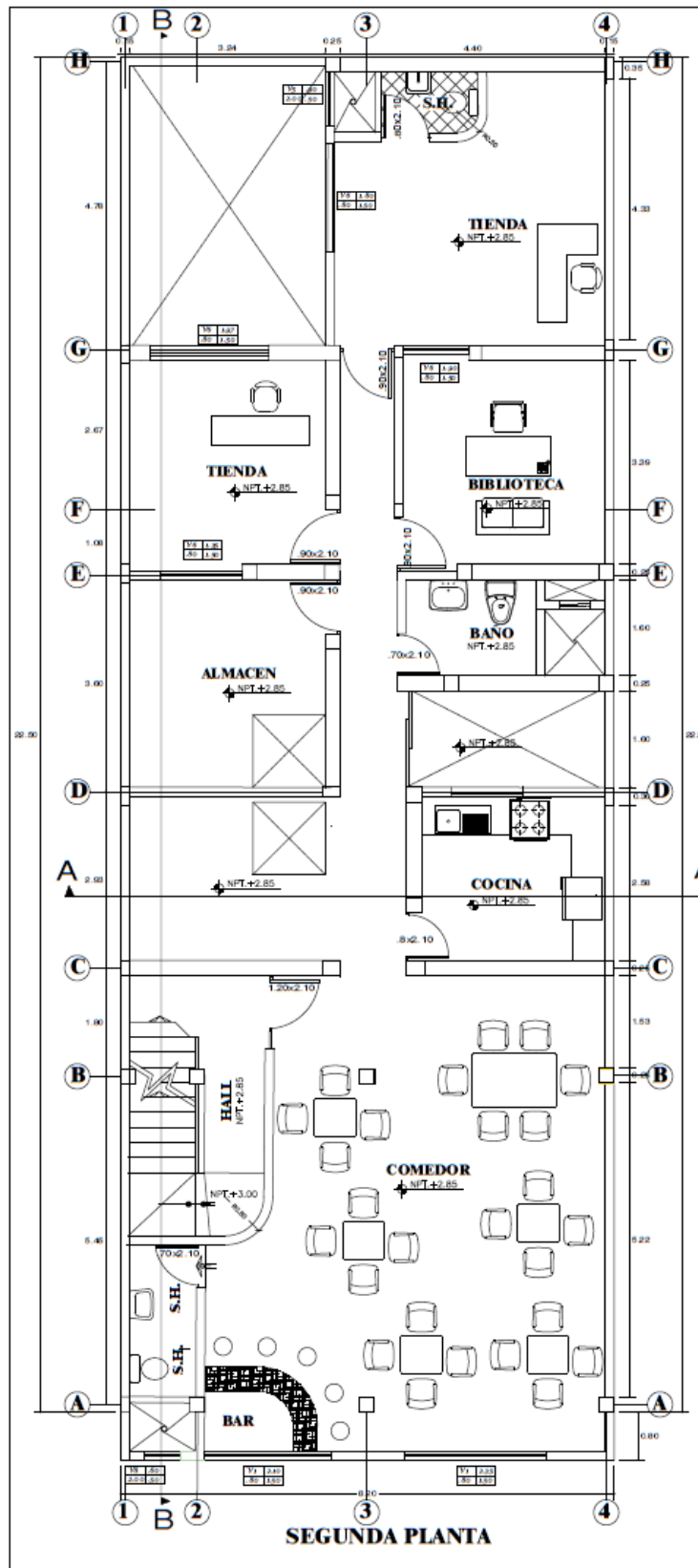
PLANOS DE EDIFICIO DE ALBAÑILEIRA



TIPO	LARGO
ALTEZAR	ACTO

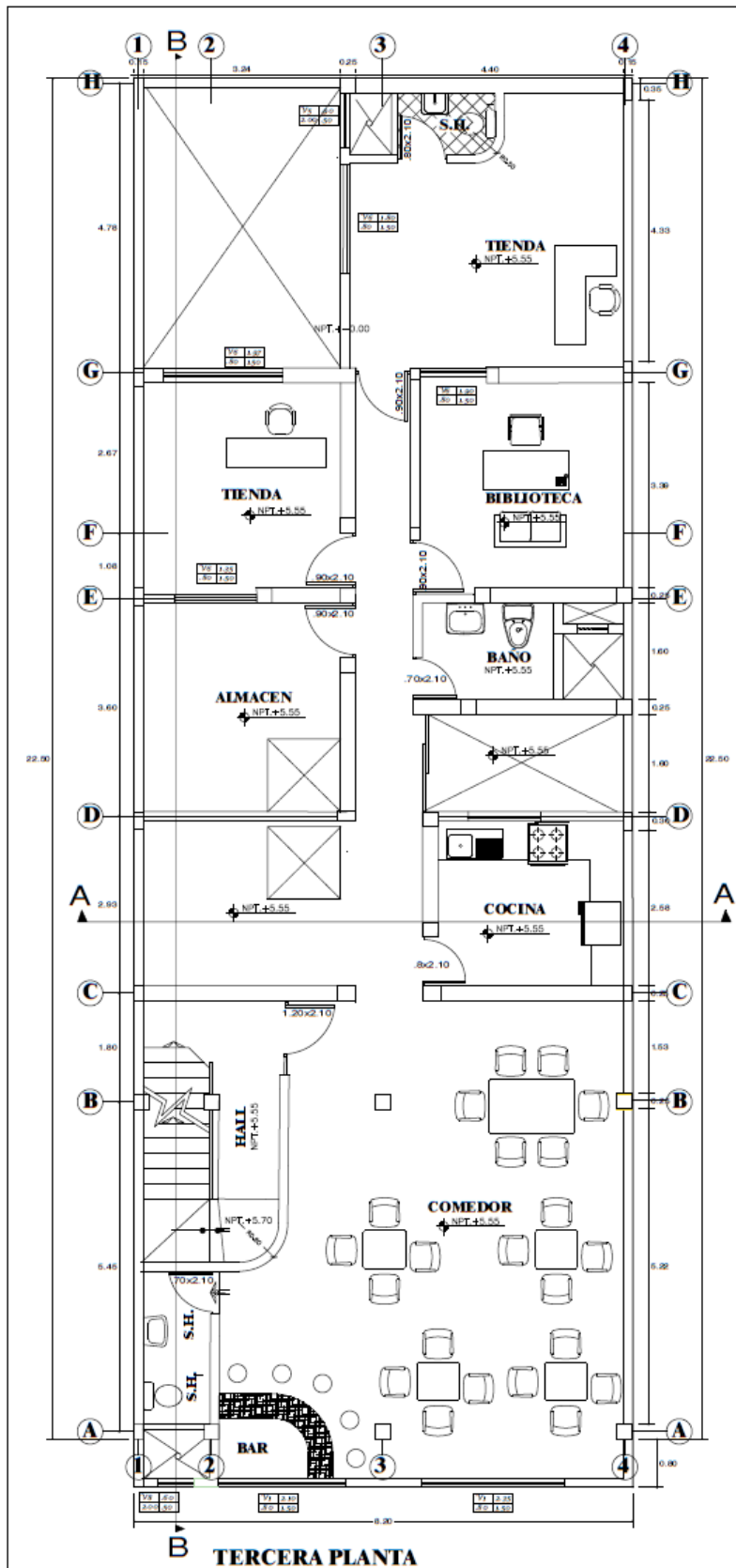
ALBAÑILERIA		EDIFICIO COMERCIAL	
PIURA	ARQUITECTURA-1ER PISO	PIURA	PIURA
PROYECTA	DISEÑO	TRABAJO	REVISAR

A-01



TIPO	LARGO
ALFIZAR	ALTO

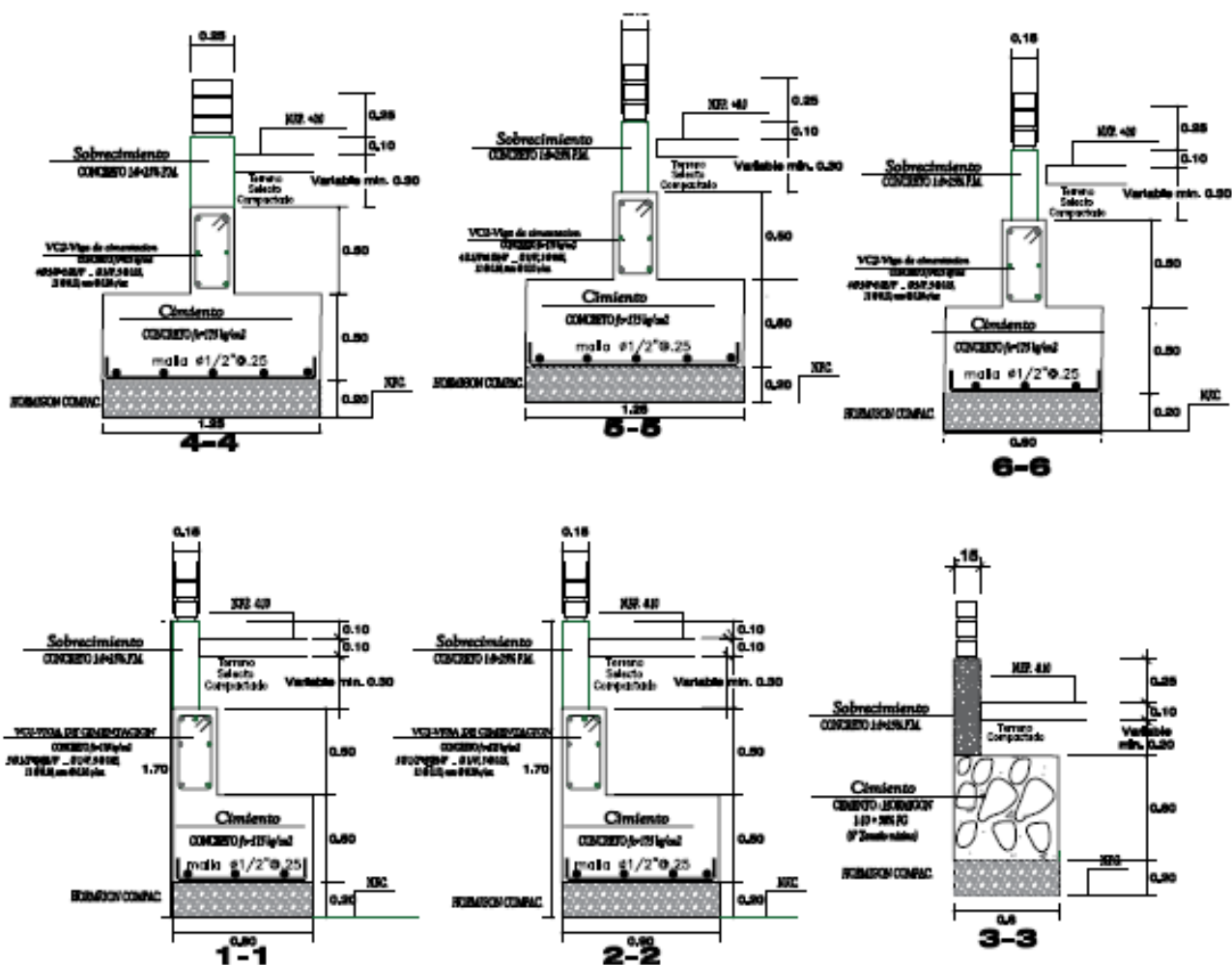
ALBAÑILERIA		PROYECTO	
EDIFICIO COMERCIAL			
BAJO	ALTO	BAJO	ALTO
ARQUITECTURA-2DO PISO		PIURA	A-02
PROYECTOR	TRUPO	PROYECTOR	TRUPO



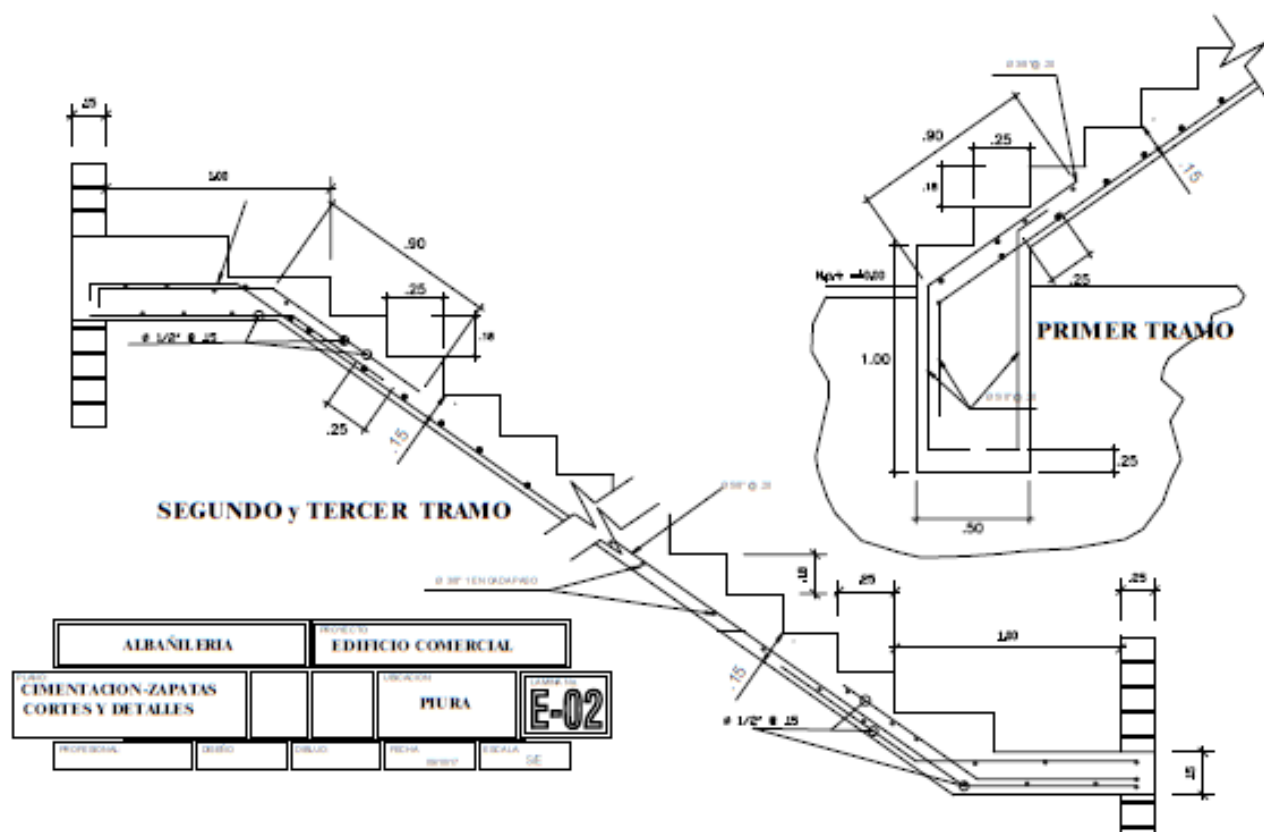
TIPO	LARGO
ALPEZAR	ALTO

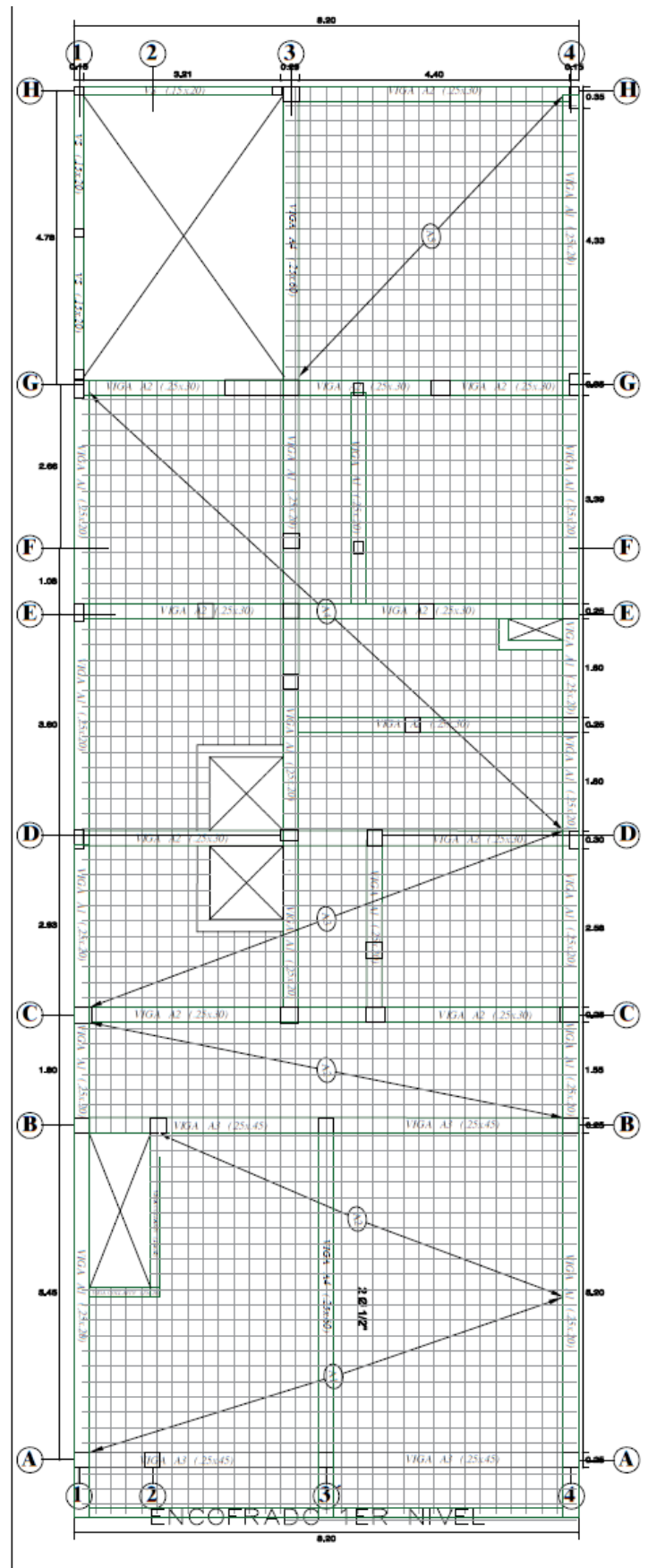
ALBAÑILERIA		PROYECTO	
EDIFICIO COMERCIAL			
PLANO	ARQUITECTURA-3ER PISO	PROYECTOR	PIURA
PROYECTOR	PROYECTOR	PROYECTOR	PROYECTOR
PROYECTOR	PROYECTOR	PROYECTOR	PROYECTOR
PROYECTOR	PROYECTOR	PROYECTOR	PROYECTOR

A-03



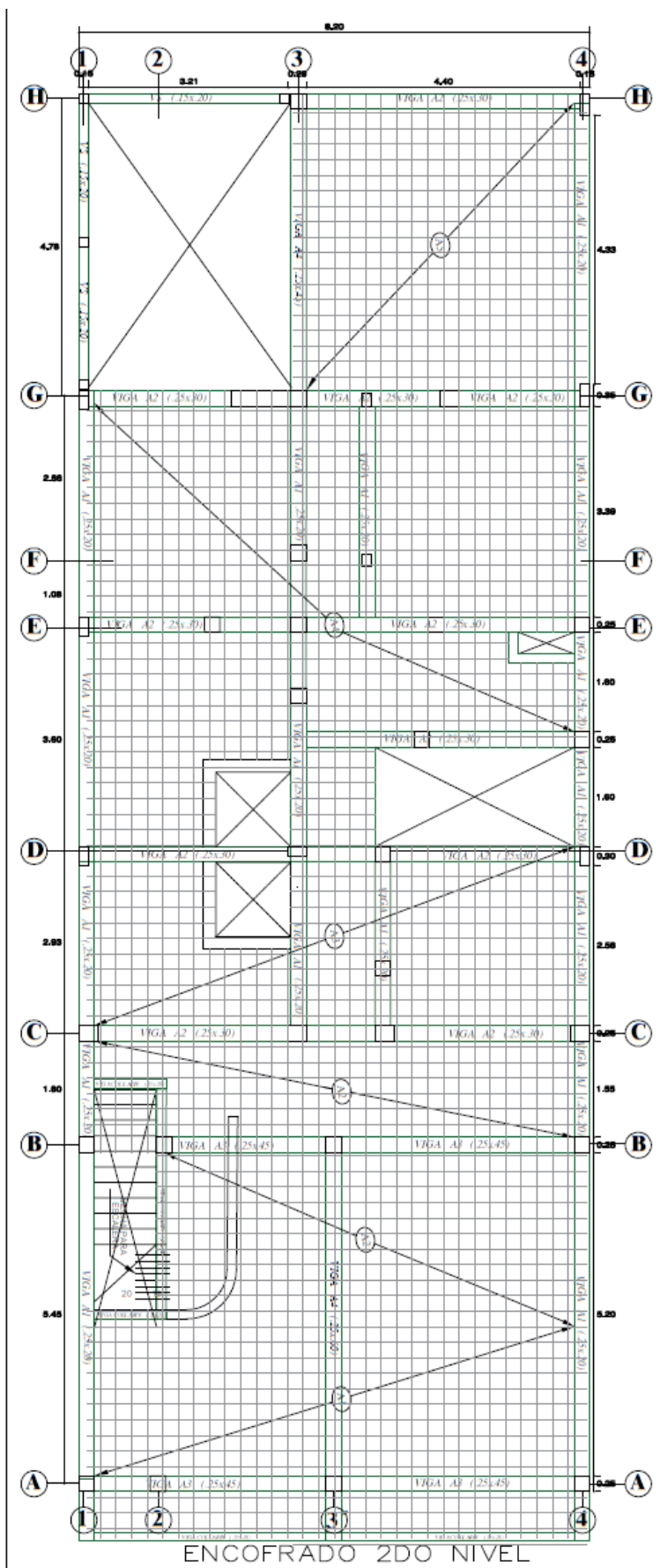
SECCIONES TÍPICAS DE CIMENTOS CORRIDOS (Esc. 1:25)



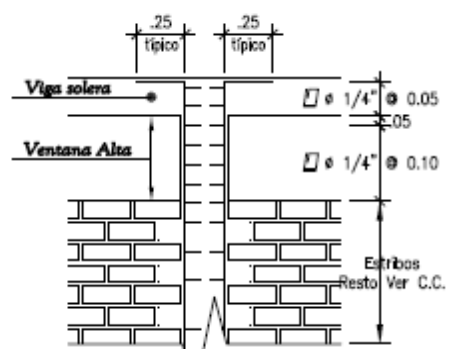
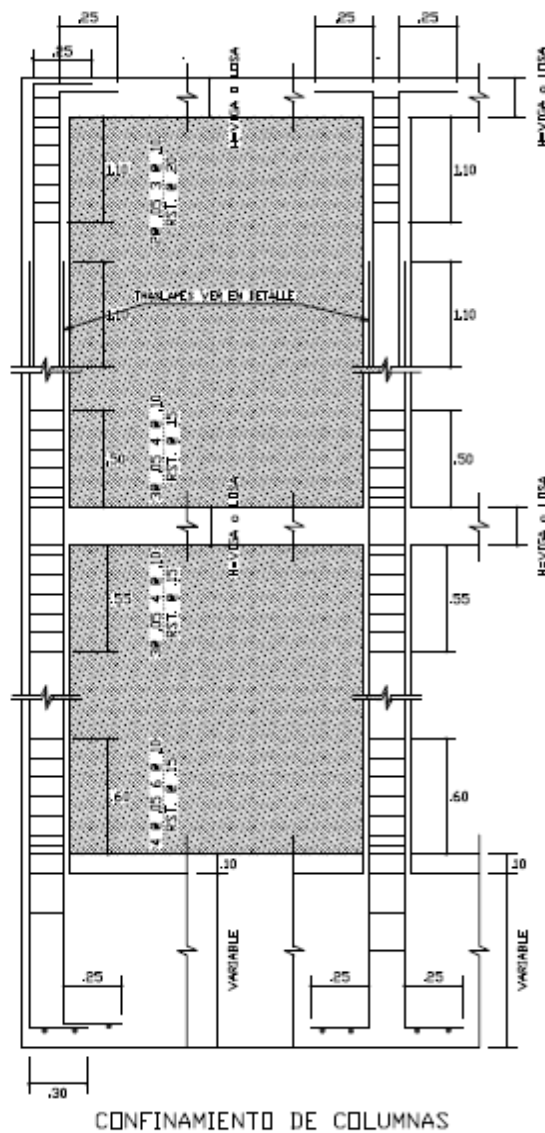


ALBAÑILERIA		EDIFICIO COMERCIAL	
ALGERADO 1ER NIVEL		PIURA	
PROYECTISTA	CLIENTE	DESENHO	FECHA

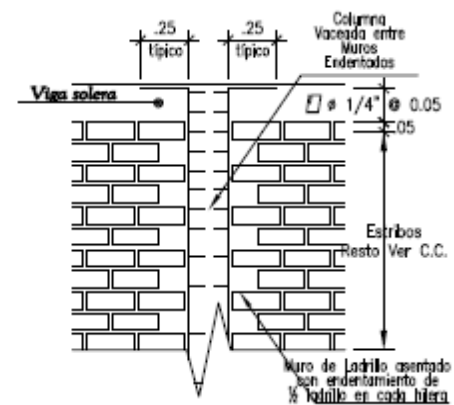
E-03



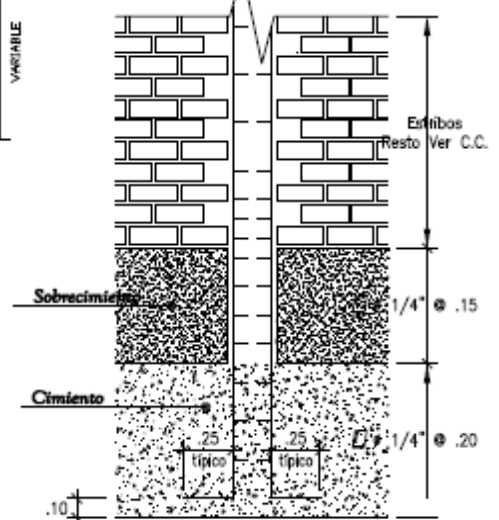
ALBAÑERIA		EDIFICIO COMERCIAL	
ALIGERADO 2DO NIVEL		PIURA	
PROYECTOS		E-04	
1:100		1:100	



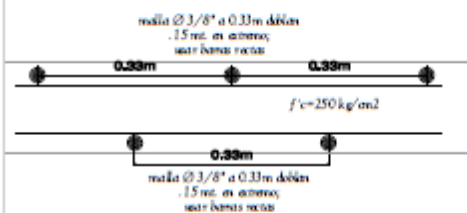
En Zona de Ventana Alta



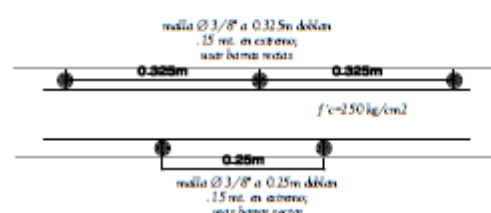
En Techo



Nacimiento de Columna

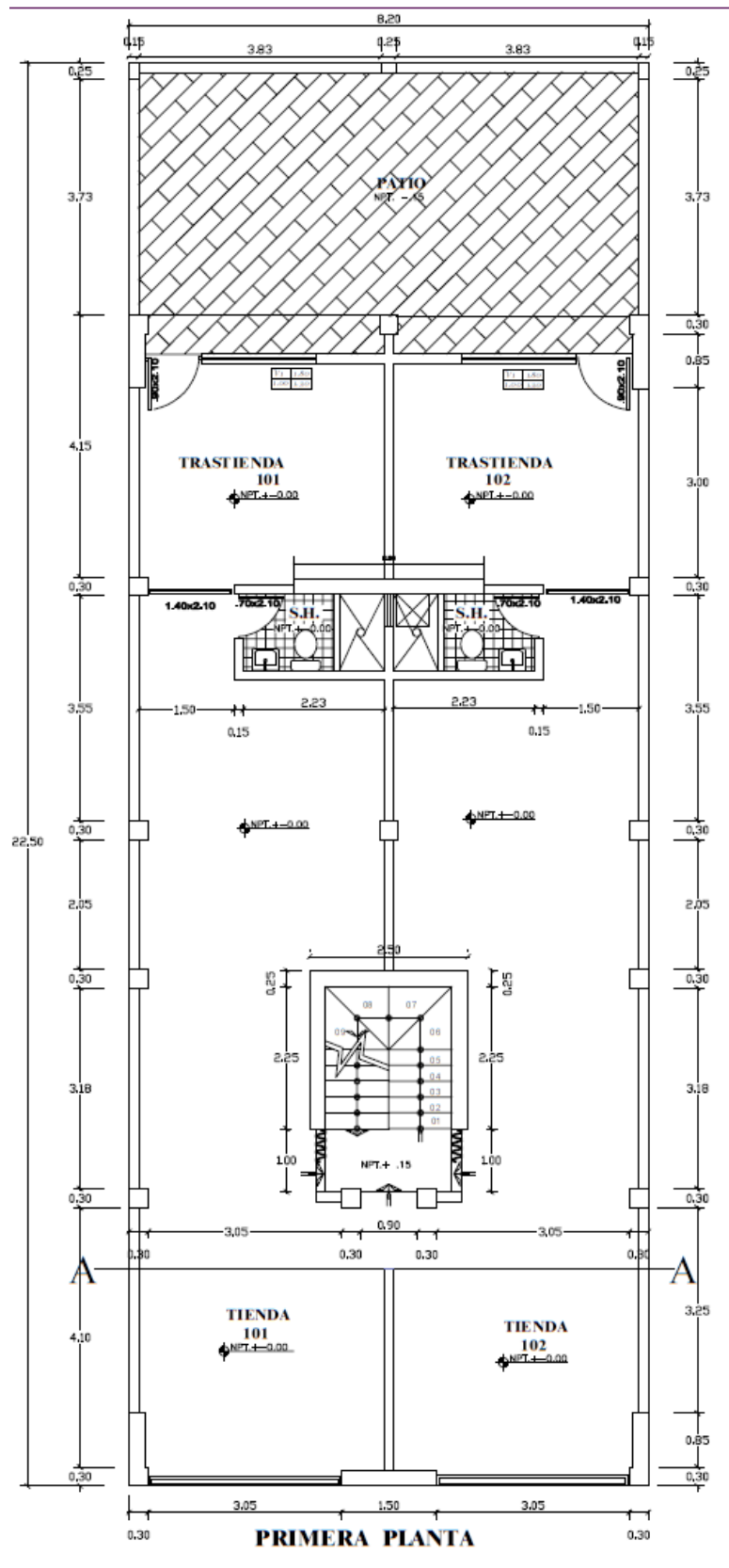


CORTE TIPO DE AZOTEA
LOSA MACIZA $e=0.125\text{m}$



CORTE TIPO DE
LOSA MACIZA $e=0.125\text{m}$

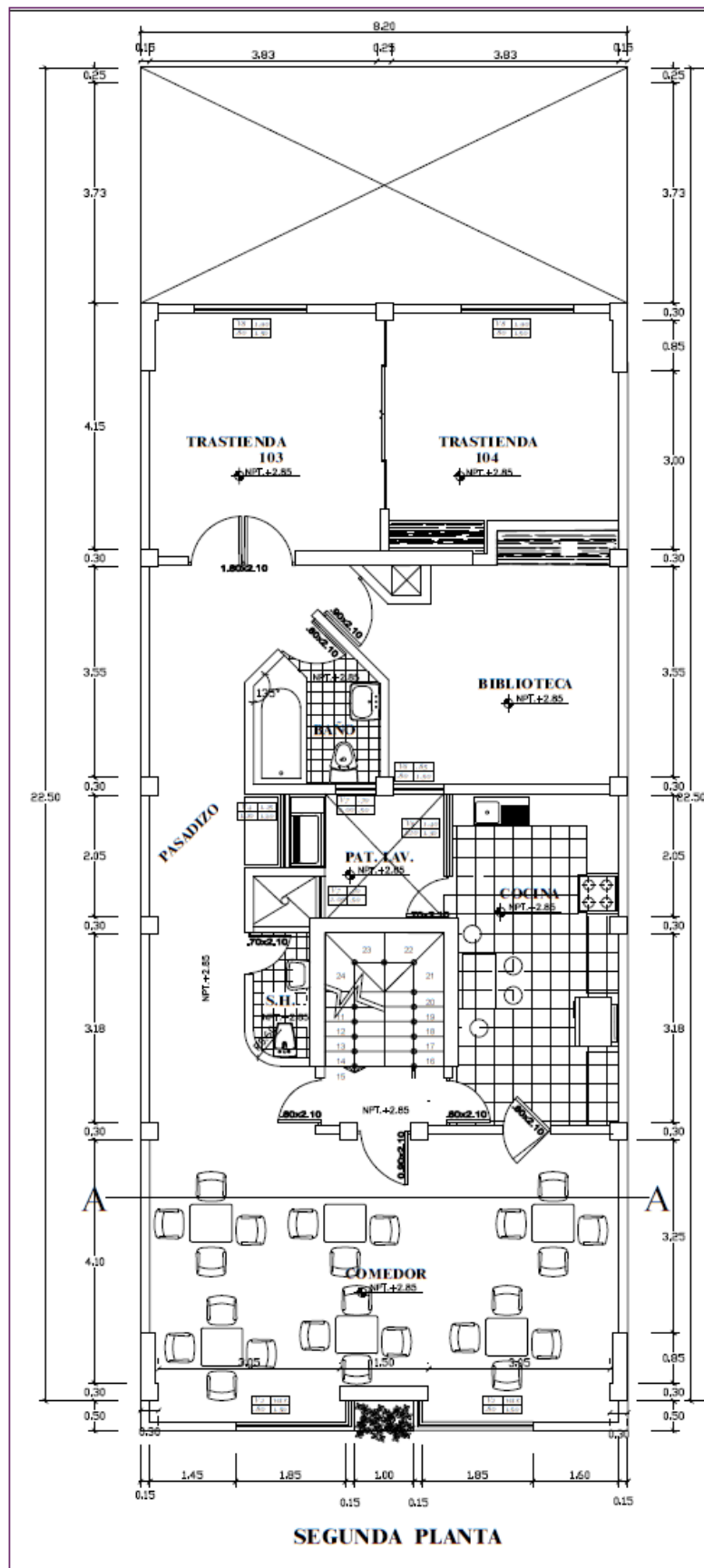
PLANOS DE EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO



TIPO	CARGO
ARQUITECTO	ARQUITECTO

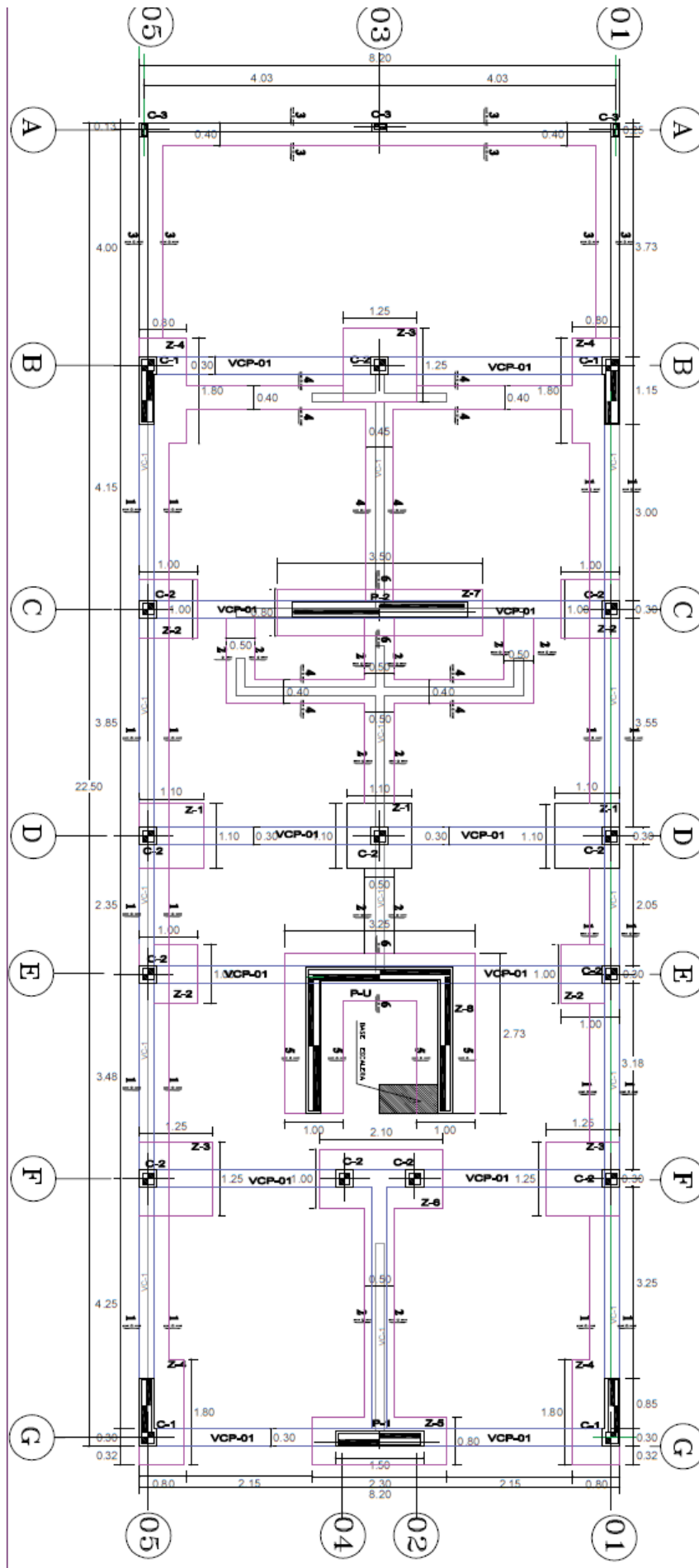
CONCRETO ARMADO	EDIFICIO COMERCIAL
PLANO: ARQUITECTURA-1ER NIVEL	UBICACION: PIURA
PROYECTO: 1000	FECHA: 15/08

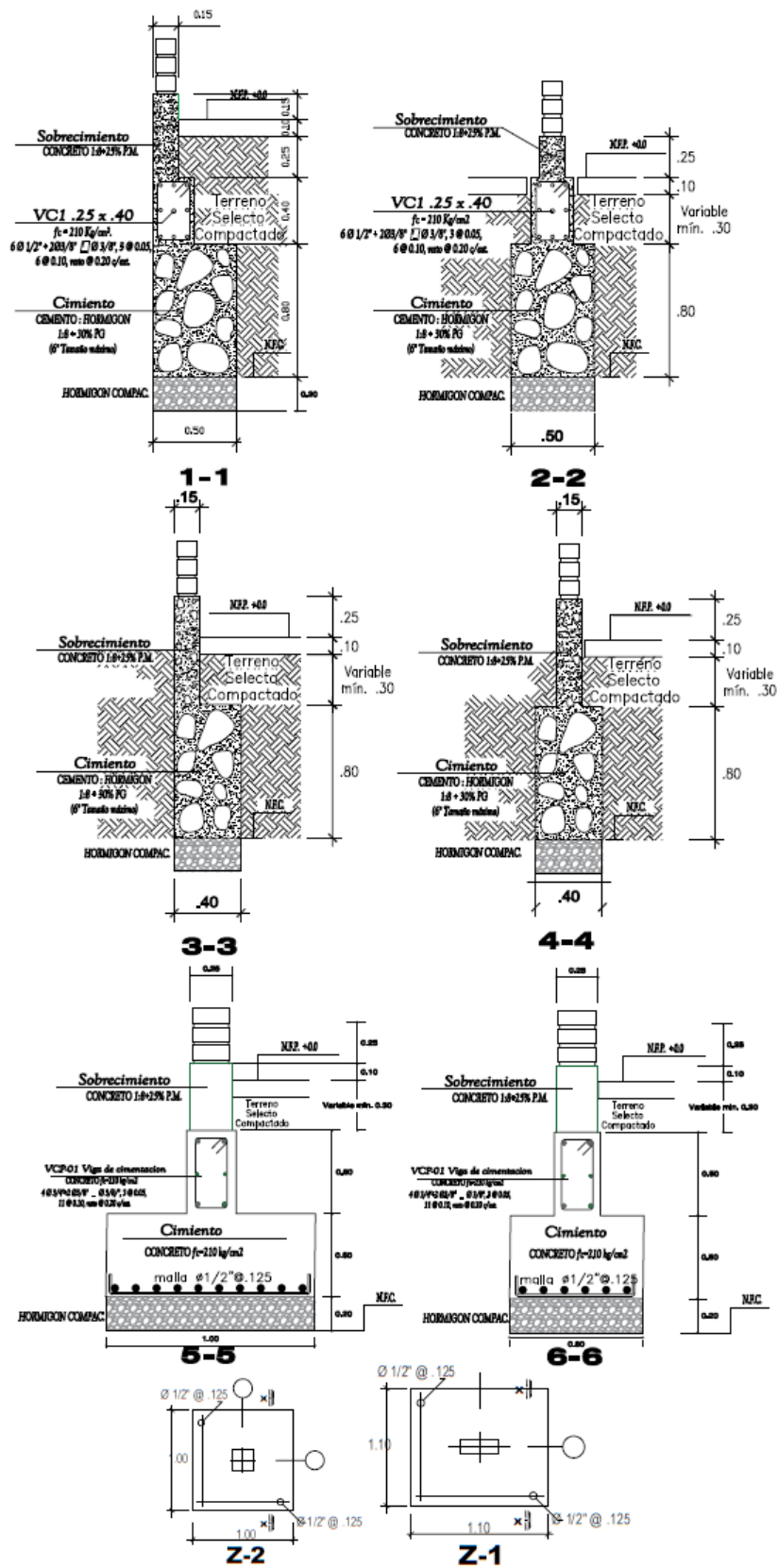
A-01



TIPO	CARGO
ACTIVIDAD	ACTO

CONCRETO ARMADO		EDIFICIO COMERCIAL	
ARQUITECTURA-2DO NIVEL		PIRA	A-02
PROF. ESPECIAL	PROF. GENERAL	PROF. D.	PROF. A.
			ESCALA 1/100





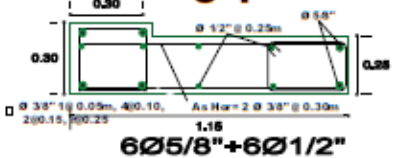

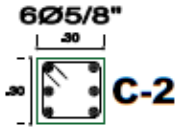



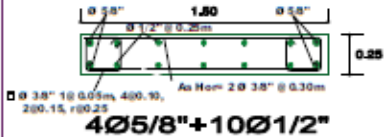

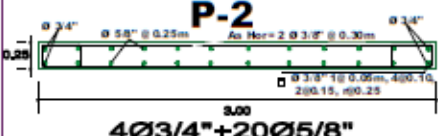

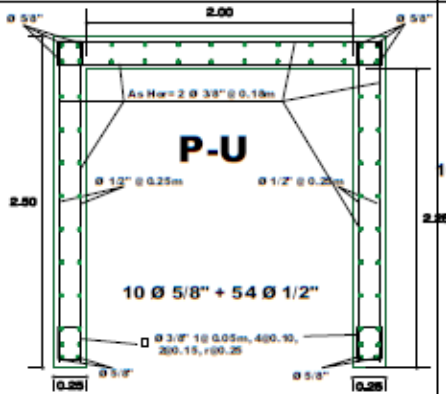

PLANTAS

TODAS LAS ZAPATAS LLEVARAN MALLA DE $1/2" \times 0.125 \text{ m}$

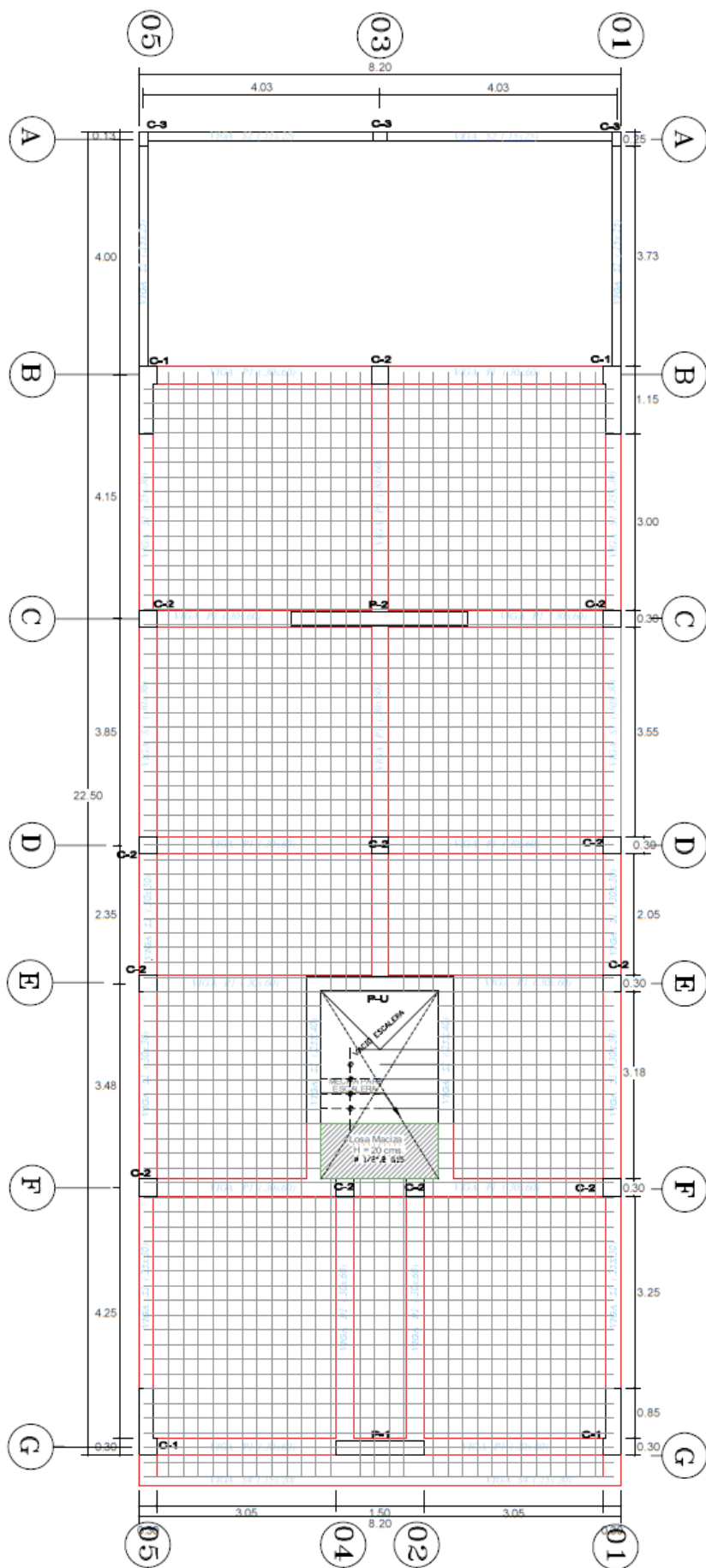
CONCRETO ARMADO		EDIFICIO COMERCIAL	
CORTES Y DETALLES DE CIMENTACION I		PIURA	
PROYECTO	REVISOR	REVISOR	REVISOR
FECHA	FECHA	FECHA	FECHA

E-02

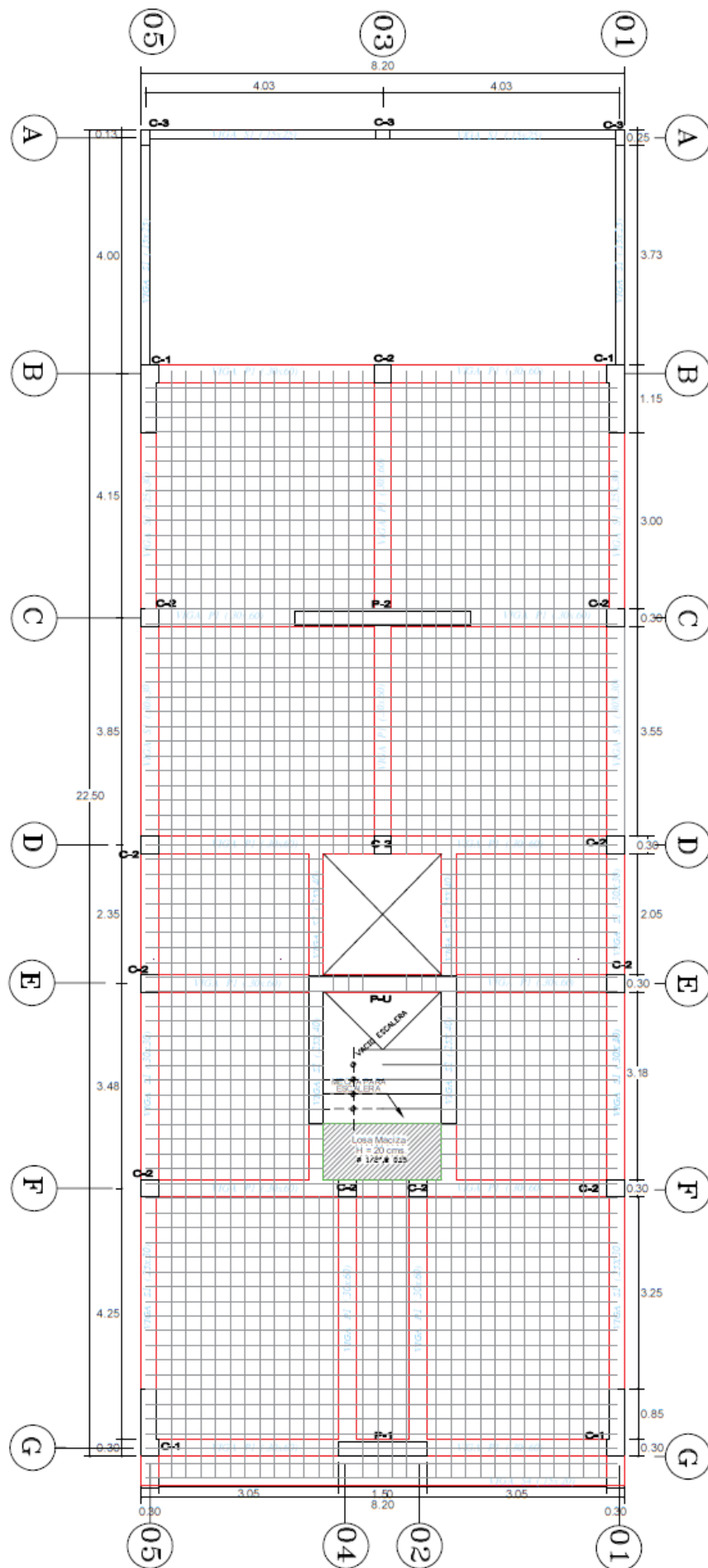
Cuadro de Columnas

SECCION	Ø	ESTRIBOS	NIVEL
C-1 	6Ø5/8"+6Ø1/2"	 Ø 3/8", 1 @ 0.05, 4@0.10 2@0.15, r@0.25	1º, 2º, 3º
C-2 	6 Ø 5/8"	 Ø 3/8", 1 @ 0.05, 4@0.10 2@0.15, r@0.25	1º, 2º, 3º
C-3 	4 Ø 1/2"	 Ø 1/4", 1 @ 0.05, 4 @ 0.10, r. @ 0.25	1º, 2º, 3º
P-1 	4Ø5/8"+10Ø1/2"	 Ø 3/8", 1 @ 0.05, 4@0.10 2@0.15, r@0.25	1º, 2º, 3º
P-2 	4Ø3/4"+20Ø5/8"	 Ø 3/8", 1 @ 0.05, 4@0.10 2@0.15, r@0.25	1º, 2º, 3º
P-U 	1er NIVEL 2do y 3er NIVEL 10 Ø 5/8"+ 54 Ø 1/2"	 Ø 3/8", 1 @ 0.05, 4@0.10 2@0.15, r@0.25	1º, 2º, 3º

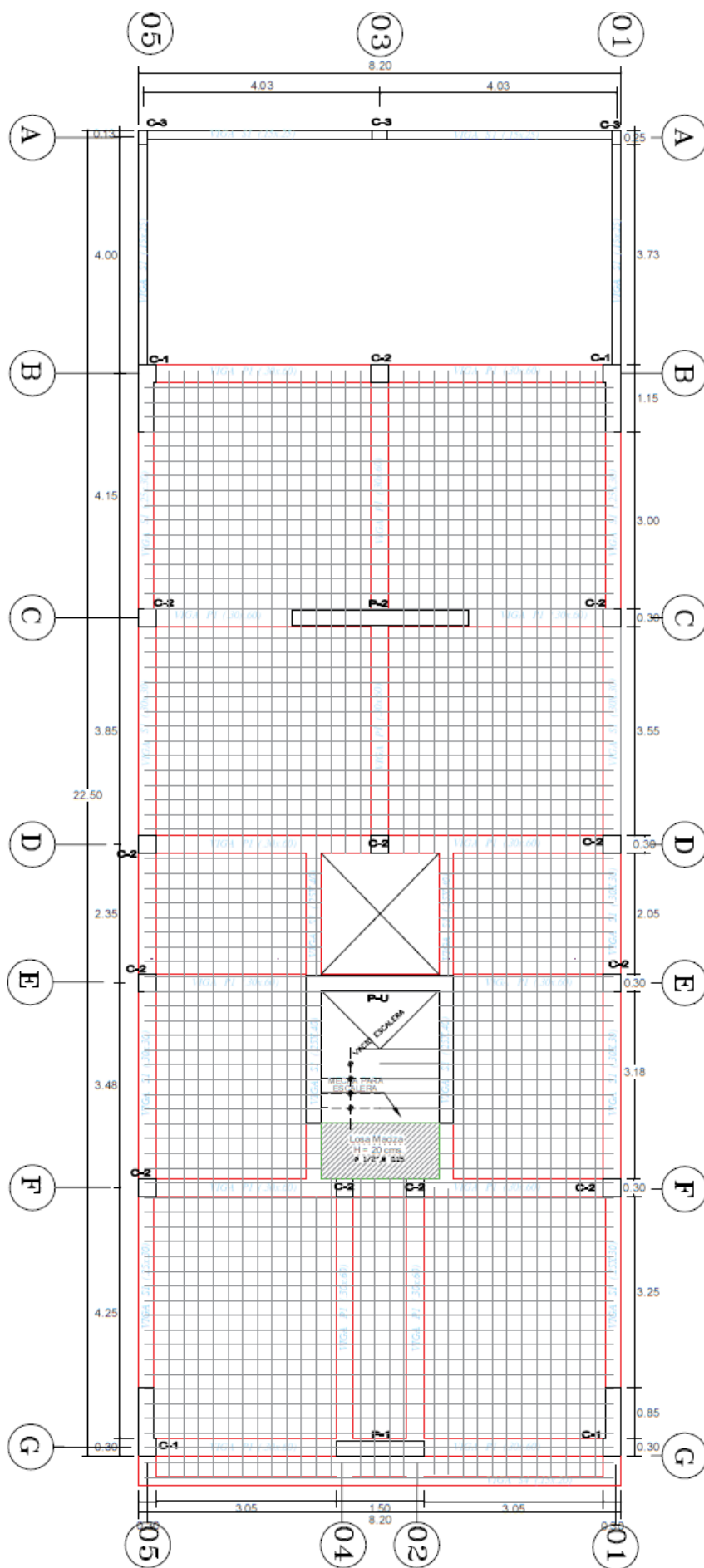
CONCRETO ARMADO		EDIFICIO COMERCIAL	
DETALLES DE COLUMNAS Y PLACAS		PU-RA	
PROFESIONAL	CLIENTE	FECHA	HOJA 1/5



ENCOFRADO PRIMER PISO $s/c = 500 \text{ kg/m}^2$

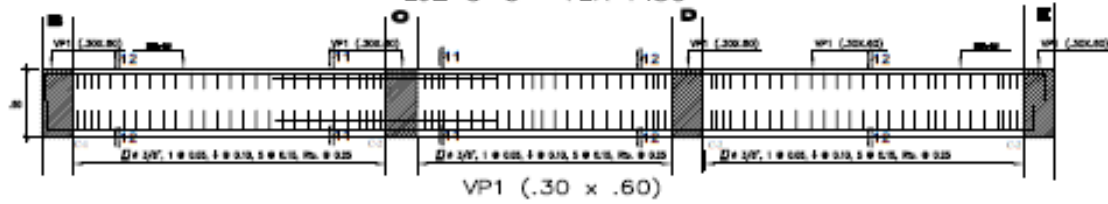


ENCOFRADO SEGUNDO PISO $s/c = 500 \text{ kg/m}^2$

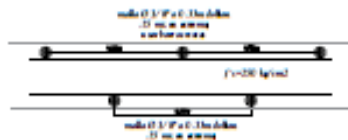
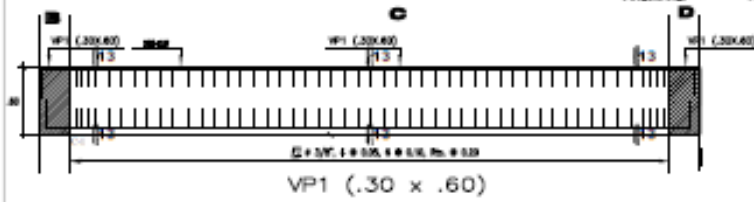


ENCOFRADO TERCER PISO $s/c = 500 \text{ kg/m}^2$

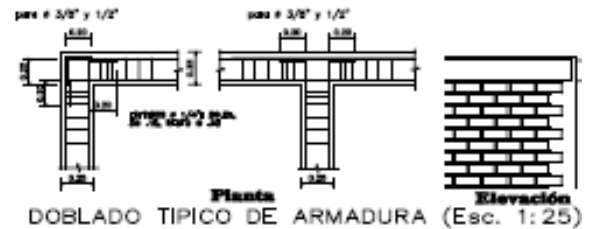
EJE 3-3- 1ER PISO



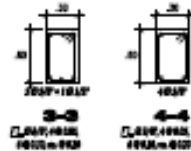
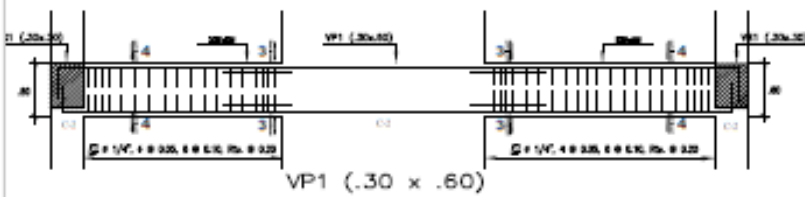
EJE 3-3- 2DO Y 3ER PISO



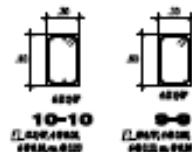
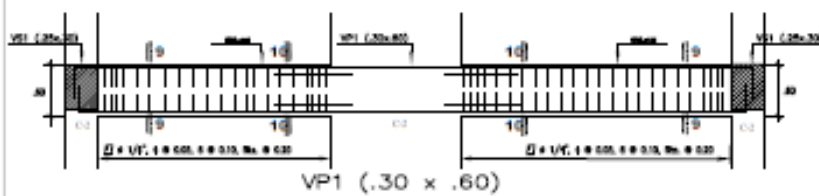
CORTE TIPO DE AZOTEA
LOSA MACIZA e=0.125m



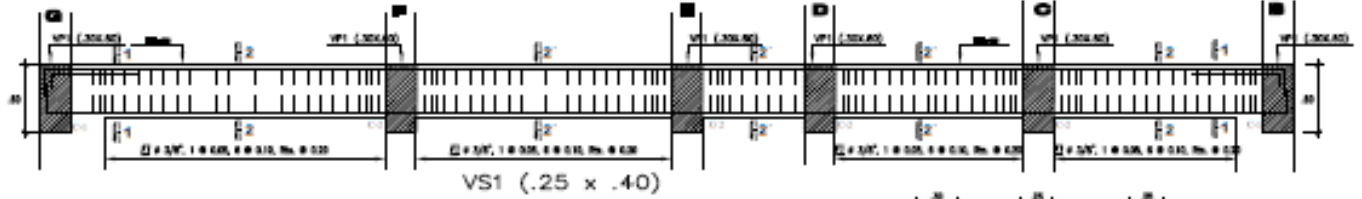
EJE E-E



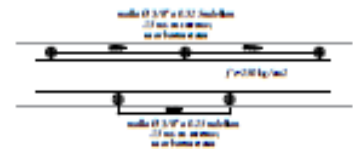
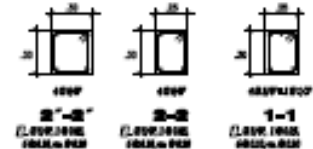
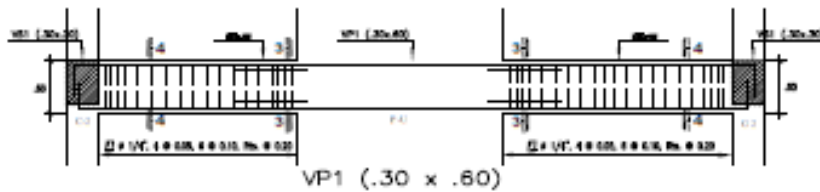
EJE G-G



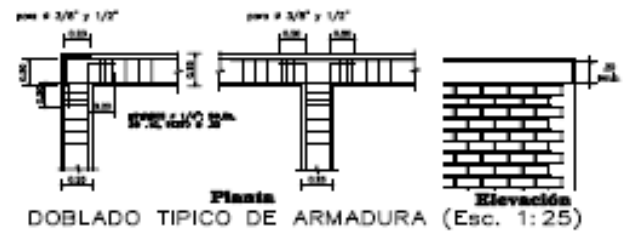
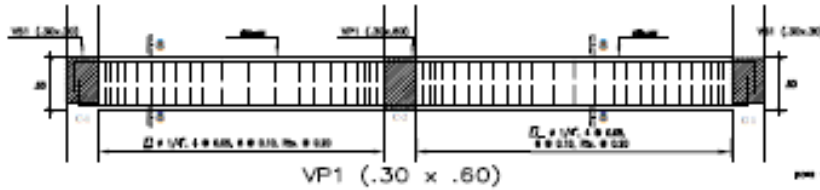
EJE 1-1 Y EJE 5-5



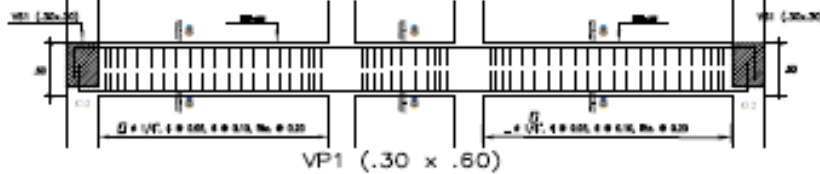
EJE E-E



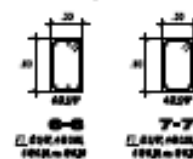
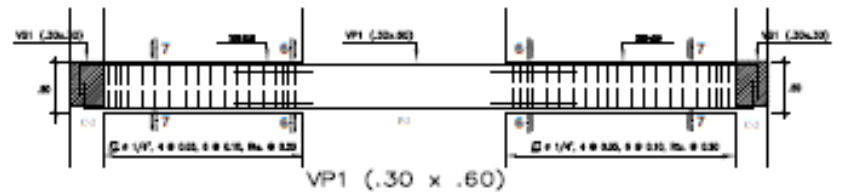
EJE B-B y EJE D-D



EJE F-F



EJE C-C



CAPITULO V

5 ESTUDIO DE CUBICACIONES PARA CADA EDIFICIO

5.1 Introducción

En este capítulo se realiza el análisis de costos de obra para los dos edificios en estudio, el de Albañilería y el edificio de concreto armado. Las partidas de obra que se miden son volumen de concreto, cantidad total de fierro, área de encofrado y superficie de edificio.

Posteriormente, con estos valores se determinan distintos parámetros de comparación que permitirán establecer qué tipo de estructuración resulta más económica.

5.2 Consideraciones generales

A fin de simplificar los cálculos, se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones al momento de obtener las partidas de obra :

- El volumen de concreto y la cantidad de fierro se miden sin considerar pérdidas.
- En el caso de vigas se considera por concepto de empalmes un porcentaje adicional de 5% sobre la cantidad total de fierro longitudinal.
- En el caso de columnas se considera por concepto de empalmes un porcentaje adicional de 8% sobre la cantidad total de fierro longitudinal.

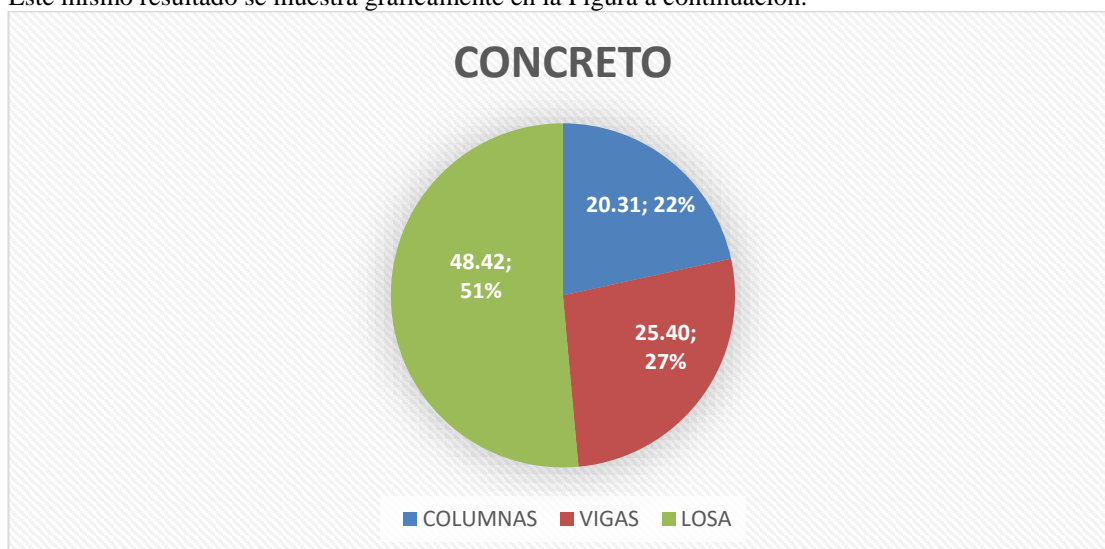
- Los resultados de Este capítulo no incluyen las cimentaciones de los edificios.

5.3 Metrados en edificio de Albañilería

Los resultados obtenidos para el edificio de Albañilería se muestran a continuación.

5.3.1 Volumen de Concreto

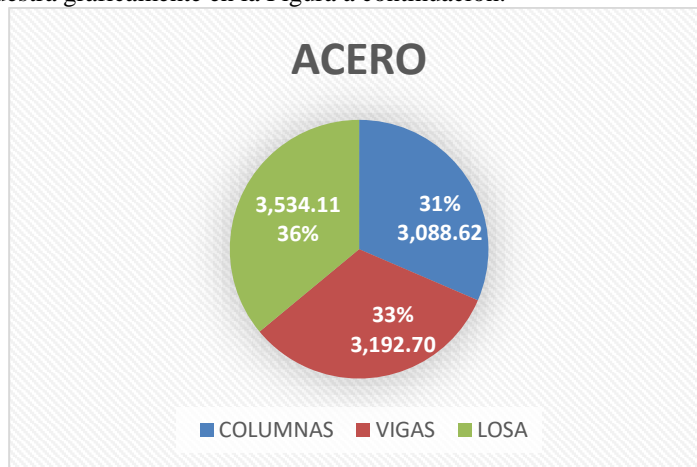
En la gráfica se presenta el volumen total de concreto para todo el edificio, por tipo de elemento. Este mismo resultado se muestra gráficamente en la Figura a continuación:



Luego de analizar la Figura se desprende que prácticamente un 48.42 % del volumen total de concreto corresponde a las losas. Las vigas colaboran con una buena parte del concreto, y las columnas de confinamiento participan sólo con un 22% del total.

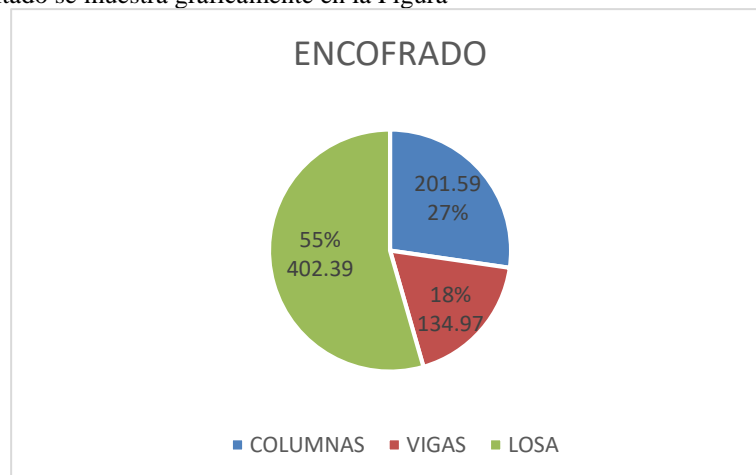
5.3.2 Cantidad de fierro

En la gráfica se presenta la cantidad de fierro total en el edificio, por tipo de elemento. Este resultado se muestra gráficamente en la Figura a continuación:



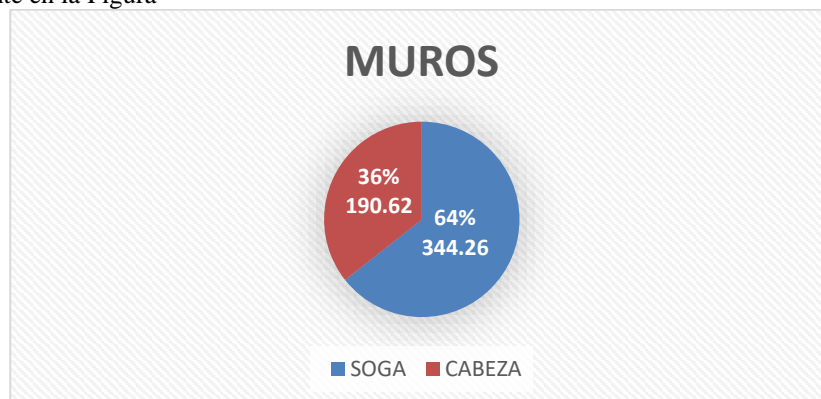
5.3.3 Área de Encofrado

En la gráfica se presenta el área total de encofrado para todo el edificio, por tipo de elemento. Este mismo resultado se muestra gráficamente en la Figura



5.3.4 Muros de Albañilería KK 23x13x9

En la gráfica se presenta el área total de muros de sogá y de cabeza, El resultado se muestra gráficamente en la Figura



5.3.5 Superficie del edificio

En la Tabla se presenta el área total de muros de soga y de cabeza, El resultado se muestra gráficamente en la Figura

	Area (m2)
1er Nivel	135.07
2do Nivel	130.00
3er Nivel	130.00
Total	395.07

5.3.6 Cuantías

En esta sección se calculan las cuantías que posteriormente servirán para comparar este edificio con el desarrollado anteriormente

Parámetro kg de fierro/ m3 de concreto- Edificio de Albañileria

	ACERO	CONCRETO	Kg/m3
COLUMNAS	3,088.62	20.31	152.04
VIGAS	3,192.70	25.40	125.70
LOSA	3,534.11	48.42	72.99

Parámetro kg de fierro/ m2 de edificio- Edificio de Albañileria

Fierro Total	9,815.43
Area total edificio	395.07
Kg/m2	24.84

Parámetro m3 de concreto/ m2 de edificio- Edificio de Albañileria

Concreto (m3)	94.13
Area total edificio (m2)	395.07
Kg/m2	0.24

Parametro m2 de encofrado/ m3 de concreto- Edificio de Albañileria

Encofrado (m2)	738.94
Concreto (m3)	94.13
M2/m3	7.85

Parametro m2 de encofrado/ m2 de superfcie de edificio- Edificio de Albañileria

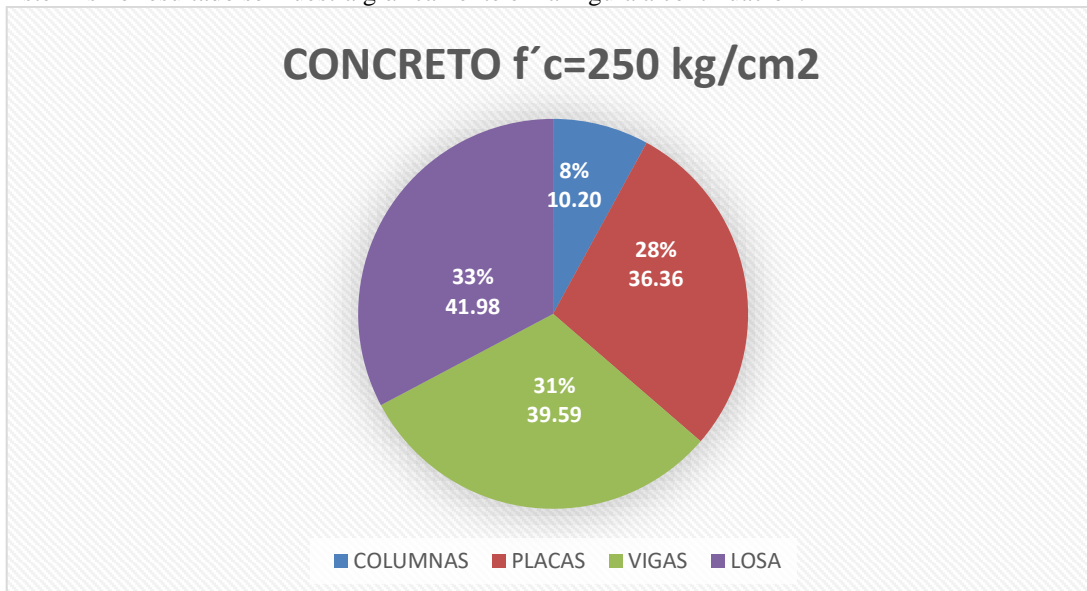
Encofrado (m2)	738.94
Area total edificio (m2)	395.07
Kg/m2	1.87

5.4 Metrados en Edificio de Concreto

Los resultados obtenidos para el edificio de concreto armado se muestran a continuación.

5.4.1 Volumen de concreto

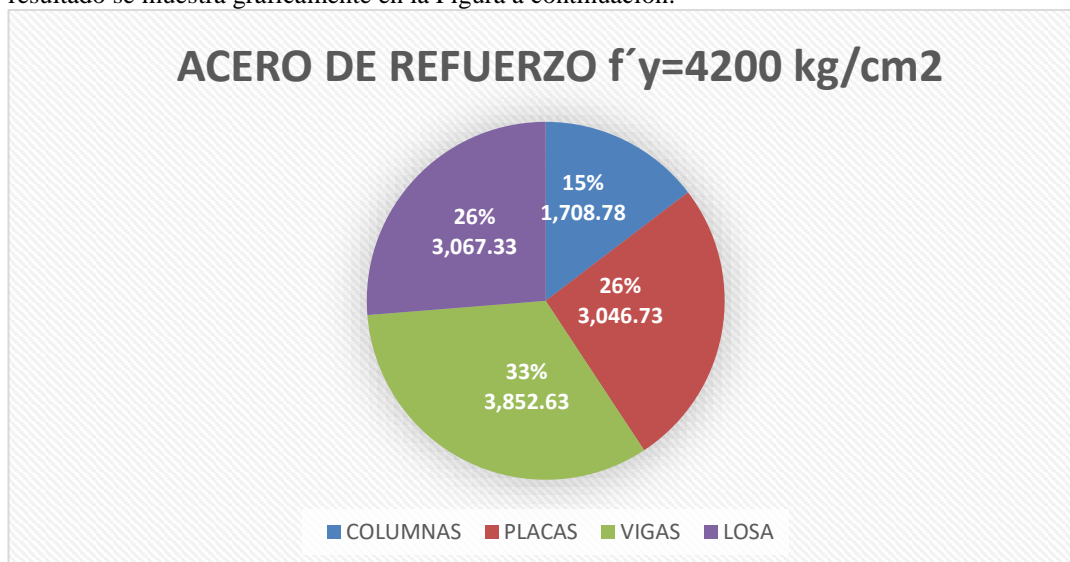
En la gráfica se presenta el volumen total de concreto para todo el edificio, por tipo de elemento. Este mismo resultado se muestra gráficamente en la Figura a continuación:



Del análisis de la figura se deduce que el 33% del concreto es de la losa maciza. Columnas y muros contribuyen con el 36% y las vigas con el 31% del concreto.

5.4.2 Cantidad de fierro

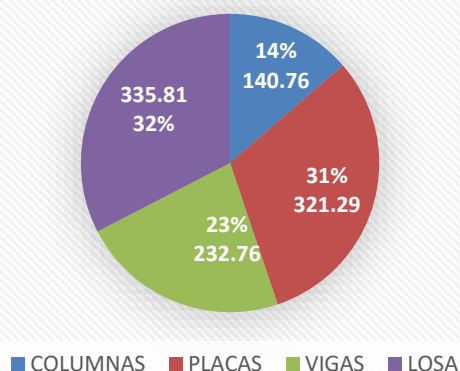
En la Tabla se presenta la cantidad de fierro total en el edificio, por tipo de elemento. Este resultado se muestra gráficamente en la Figura a continuación:



5.4.3 Área de encofrado

En la gráfica se presenta el área total de encofrado para todo el edificio, por tipo de elemento. Este mismo resultado se muestra gráficamente en la Figura a continuación:

ENCOFRADO Y DESENCOFRADO



5.4.4 Superficie de edificio

A continuación, se muestra en la Tabla la superficie de cada piso, y la superficie total que alcanza el edificio.

	Area (m2)
1er Nivel	116.57
2do Nivel	112.47
3er Nivel	112.47
Total	341.51

5.4.5 Cuantías

En esta sección se calculan las cuantías que posteriormente servirán para comparar este edificio con el desarrollado anteriormente

Parámetro kg de fierro/ m3 de concreto- Edificio de Concreto Armado

	ACERO	CONCRETO	Kg/m3
COLUMNAS	1,708.78	10.20	167.48
PLACAS	3,046.73	36.36	83.80
VIGAS	3,852.63	39.59	97.31
LOSA	3,067.33	41.98	73.07

Parámetro kg de fierro/ m2 de superficie - Edificio de Concreto Armado

Fierro (kg)	11,675.46
Superficie total (m2)	341.51
kg fierro/ superficie (m2)	34.19

Parámetro m3 de concreto/ m2 de superficie - Edificio de Concreto Armado

Concreto (m3)	128.13
Area total edificio (m2)	341.51
Kg/m2	0.38

Parámetro m2 de encofrado/ m3 de concreto - Edificio de Concreto Armado

Encofrado (m2)	1,030.62
Concreto (m2)	128.95
Kg/m2	7.99

Parámetro m2 de encofrado/ m2 de superficie total - Edificio de Concreto Armado

Encofrado (m2)	1,030.62
Area total edificio (m2)	341.51
Kg/m2	3.02

5.5 Conclusiones y Comentarios

En este capítulo se obtuvieron parámetros de cubicación comparativos entre el edificio estructurado con muros de albañilería de Albañilería y el edificio estructurado con concreto armado

Se observa que el edificio de muros de albañilería tiene una cuantía de kg de fierro/m³ de 104.27 kg/m³, en tanto el edificio de concreto tiene una cuantía de 91.12 kg/m³ (la cuantía del edificio de concreto armado es un 87.38% de la cuantía del edificio de albañilería).

Esto se debe a que, por una parte, el edificio de albañilería tiene un volumen de concreto algo menor, pero, cuenta con una cantidad elevada de acero de refuerzo. En el edificio de concreto las vigas tienen una mayor cantidad de fierro porque forman parte de los pórticos rígidos que deben controlar esfuerzos y deformaciones.

En cuanto a la cuantía de losas, la del edificio de concreto resulta ser muy similares debido a que los paños de losa son de un tamaño aproximadamente similar que los paños en el edificio de muros de Albañilería.

En cuanto al parámetro de kg de fierro/m² de edificio, éste también es mayor para el edificio de concreto, ya que la cantidad de fierro en este edificio es mucho mayor, y también la superficie total del edificio es un poco menor a la del edificio de muros de albañilería.

De estos resultados anteriores se deduce que un edificio de concreto conlleva un mayor volumen de materiales (concreto y fierro) que un edificio de muros de albañilería.

Respecto a la cantidad de encofrado utilizado, ésta resulta ser mayor para el edificio de muros de concreto armado, ya que en el edificio de albañilería cuenta con una cantidad elevada de muros portantes tanto de soga y de cabeza de ladrillo KK. Así, los parámetros de m² de encofrado/m³ de concreto es mayor en el edificio de albañilería, ya que posee una cantidad muy baja de concreto y elevada de muros de albañilería.

CAPITULO VI

6 Presupuestos en edificaciones

6.1.- Análisis de costos de obra.

En primer lugar, se definen los valores monetarios de las partidas de obra, los cuales se muestran en la siguiente tabla. Estos corresponden a valores consultados a constructoras con fecha mayo-julio de 2018, por lo que pueden variar.

Valores monetarios de partidas de obra

Descripción	Precio sin IGV
m ³ Concreto f'c=210 Kg/cm ²	S/381.22
m ³ Concreto f'c=250 Kg/cm ²	S/422.24
m ² Encofrado y Desencofrado	S/57.38
kg Acero de refuerzo	S/3.93
Muros de albañilería de Cabeza	S/125.42
Muros de albañilería de Soga	S/78.14

Considerando estos precios y metrados de ambas edificaciones se obtienen los siguientes costos de obra para las dos edificaciones:

	Metrados		Metrados	
	Est. Albañilería	Est. C° A°	Est. Albañilería	Est. C° A°
Acero de Refuerzo (kg)	9,815.43	11,675.46	38,574.64	45,884.56
Concreto f'c=210 kg/cm2	94.13	----	35,884.24	
Concreto f'c=250 kg/cm2	----	128.13		54,101.61
Encofrado y desencofrado	738.94	1,030.62	42,400.58	59,136.98
Muros Cabeza	190.62	----	23,907.56	
Muros Soga	344.26	----	26,900.48	
	Valor Concreto S/.		S/35,884.24	S/54,101.61
	Valor Encofrado S/.		S/42,400.58	S/59,136.98
	Valor Acero S/.		S/38,574.64	S/45,884.56
	Valor Muros Albañ		S/50,808.04	
	Valor Total S/.		S/167,667.50	S/159,123.15

Costos de obra gruesa para las dos estructuraciones

De esta tabla se desprende que la cantidad de fierro total en el edificio de muros de albañilería corresponde a un 84.07% de la cantidad de fierro del edificio de concreto armado. Tanto para la cantidad de concreto total como para la cantidad de encofrado total, el edificio de muros de albañilería corresponde, en un 73.46% y en un 71.70% respectivamente con respecto al de concreto armado.

También se tiene que el área construida del edificio de albañilería es de 135.07m² y en el edificio de concreto armado es de 116.57m², siendo el área del edificio de concreto armado el 86.30% del edificio de concreto armado.

La parte por resaltar es que el edificio de albañilería posee muros estructurales de albañilería, de sogas como de cabeza; mientras que el edificio de concreto armado carece de este tipo de muros, aunque en los planos de arquitectura aparecen tabiques, pero no se toman en cuenta por no tener un comportamiento estructural muy sustancial en este edificio y tener rigidez despreciable; para este tipo de muros se usarán ladrillos pandereta que son de un peso mucho menor.

Al hacer la sumatoria de costos de partidas estructurales de ambas edificaciones se concluye que el edificio de Concreto Armado es el 94.53% del costo del edificio de Albañilería, esto se debe a la diferencia de área techada que es menor en el edificio de concreto con respecto al de albañilería en aproximadamente 53.56 m².

C°A°	Área (m ²)
1er Nivel	116.57
2do Nivel	112.47
3er Nivel	112.47
Total	341.51

Albañilería	Área (m ²)
1er Nivel	135.07
2do Nivel	130.00
3er Nivel	130.00
Total	395.07

Entonces ahora calculamos el costo por m² en el edificio de albañilería y lo multiplicamos por el área techada total del edificio de concreto armado para tener precios de edificaciones para áreas techadas totales iguales en ambos edificios:

Calculando el precio por m² (edificio de albañilería)= S/. 424.399 / m²

Calculando el precio de 341.51 m² de área techada para edificio de albañilería.

$$\text{Precio Nuevo} = \text{S/. } 424.399/\text{m}^2 * 341.51\text{m}^2 = \text{S/. } 144,936.50$$

Entonces tenemos los precios totales finales para áreas techadas iguales en edificio de Albañilería y de Concreto Armado:

C°A°	Albañilería
S/. 159,123.15	S/. 144,936.50

Finalmente concluimos que el precio del edificio de albañilería es el 91.08% del precio del edificio de concreto armado.

6.2 Conclusiones y Comentarios

En este capítulo se compararon las dos estructuraciones, el edificio de muros de albañilería de Albañilería y el edificio de concreto armado, en cuanto a su desempeño frente a la acción sísmica y a los costos de obra gruesa. De acuerdo con lo estudiado, se concluyó que el edificio estructurado en base a muros de albañilería presenta ventajas sobre el edificio estructurado en base a concreto de concreto armado, sobretodo en el ámbito de vulnerabilidad sísmica, siendo este más rígido en ambas direcciones de diseño comparado con el edificio de concreto armado.

En el ámbito de los costos, el edificio de muros de albañilería tiene un precio muy cercano al edificio de concreto armado (91% aproximadamente), siendo ambos convenientes en cuestión de costos.

CAPÍTULO VII

7 CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

El objetivo principal de este trabajo de título es comparar en cuanto a vulnerabilidad sísmica y costos de obra gruesa edificios estructurados con muros de Albañilería y otro de Concreto Armado Tipo Dual.

Para esto, se analizan dos edificios que presentan áreas de terreno iguales y áreas techadas totales que difieren en 53.56m² a favor del edificio de albañilería.

Adicionalmente, se establece una comparación donde se comparan resultados obtenidos del análisis sísmico.

El análisis de los edificios se realiza con el programa computacional Etabs versión 8.4.8, para el edificio de concreto armado se utilizó un espectro de respuesta teniendo en cuenta los parámetros dados por la norma E030 de diseño sísmoresistente, y para el edificio de Albañilería se utilizó un análisis estático para así encontrar el cortante basal de ambas estructuras.

Las plantas libres de los edificios de muros de albañilería son en promedio de un 88% mientras que en los edificios de concreto alcanzan en promedio un 95%, lo que hace que los edificios de concreto armado sean más eficientes que los edificios de muros de albañilería en cuanto a área útil.

Los resultados del análisis sísmico realizado a los edificios establecen que en los edificios de muros de albañilería de Albañilería, el primer período corresponde al traslacional en sentido X-X, en tanto, en los edificios de concreto armado predomina el modo traslacional en Y-Y.

Por otra parte, los edificios de concreto armado presentan períodos más altos que los de los edificios de muros de albañilería, lo que se debe a que la estructuración de concreto es menos rígida que la de muros de albañilería. El hecho de que la estructuración de concreto sea más flexible se visualiza también en las deformaciones que presenta; las deformaciones del edificio de muros de albañilería son aproximadamente un 88.44% y un 13.73% de las deformaciones del edificio de concreto, en la dirección X e Y respectivamente.

Además, en ambos tipos de edificios las deformaciones son menores en la dirección Y alcanzando un 19.91% de las deformaciones en X en los edificios de muros de albañilería, mientras que en el edificio de concreto armado la deformación X-X es un 77.96% de la deformación Y-Y.

Los edificios en estudio están controlados por corte basal mínimo, que corresponde en este caso al 5% del peso sísmico del edificio; esto hace que tanto los cortes y los momentos por piso sean mayores en los edificios de muros de albañilería, que tienen mayor peso sísmico que los edificios de concreto.

Por otra parte, las cuantías obtenidas para las partidas de obra gruesa indican que la principal diferencia entre ambas estructuras está en la cantidad de fierro, así por ejemplo el acero del edificio de albañilería es un 83.01% del acero del edificio de concreto, también; la cantidad de concreto del edificio de albañilería es un 70.19% del concreto del edificio de concreto armado; la cantidad de encofrado del edificio de albañilería es un 71.70% del encofrado del edificio de concreto.

Con respecto a muros estructurales de albañilería, el edificio de concreto no posee muros de corte de albañilería. Dicho esto, finalmente, el costo total del edificio de muros de albañilería resulta ser 91.44% del costo total del edificio de concreto.

Con todo lo dicho anteriormente, se deduce que la estructuración de muros de albañilería es más conveniente que la estructuración de concreto, en el ámbito de desempeño frente a un sismo porque presenta menor vulnerabilidad y beneficio económico.

7.1 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

-American Concrete Institute, “ACI318-95: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary”, Detroit, 1995.

-TEODORO E., HARMSEN, Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, 2000, 2da edición.

-BLANCO BLASCO, ANTONIO Estructuración y diseño de edificios de concreto armado, Libro 2 Colección del Ingeniero Civil, Lima, 1996-1997, 2da edición.

-BLANCO BLASCO, ANTONIO, Apuntes del curso Concreto Armado 2, Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima 1999

-SAN BARTOLOMÉ RAMOS, ANGEL, Análisis de Edificios. Fondo editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima 1999.

-OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO, Apuntes del curso Concreto Armado 1, Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima 2000

- MUÑOZ PELAEZ, ALEJANDRO, Apuntes del curso Ingeniería Antisísmica 1, Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima 1999

-E.020 CARGAS

-E.030 DISEÑO SISMORESISTENTE

-E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES

-E.060 CONCRETO ARMADO

-E.070 ALBAÑILERIA

ANEXOS



UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Centro Productivo de Construcción y Consultoría
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

INFORME GEOTECNICO CON FINES DE CIMENTACION PARA PROYECTO:

**"ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DISEÑO DE CONCRETO
ARMADO Y ALBAÑILERIA CONFINADA PARA EDIFICACIONES
COMERCIALES DE 2 A 3 NIVELES EN LA CIUDAD DE PIURA"**

UBICACIÓN:

DPTO. : PIURA

PROVINCIA : PIURA

DISTRITO : PIURA – AA.HH LAS DALIAS MZ L
LOTE 25 - DISTRITO 26 DE OCTUBRE.



SOLICITANTE: RONY MEZONES LOPEZ.

SETIEMBRE DEL 2016.



ESTUDIO GEOTECNICO CON FINES DE CIMENTACION

CONTENIDO

1. GENERALIDADES

1. Objetivo del estudio
2. Normatividad
3. Acceso al área de estudio
4. Ubicación y Descripción del Área en Estudio
5. Condición Climática de la Zona

2. GEOLOGIA Y SISMIDAD DEL AREA EN ESTUDIO

- 2.1 Geodinámica externa
- 2.2 Sismicidad
- 2.2.1 Parámetro de Diseño Sismo Resistente

3. ETAPAS DEL ESTUDIO

- 3.1 Fase De Campo
- 3.2 Fase De Laboratorio
- 3.3 Fase De Gabinete

4. TRABAJOS EFECTUADOS

- 4.1 Fase De Campo
- 4.1.1 Nivel de Napa Freática
- 4.2 Fase De Laboratorio
- 4.2.1 Análisis Granulométrico
- 4.2.2 Contenido de Humedad Natural
- 4.2.3 Gravedad Específica de Sólidos
- 4.2.4 Límites de Consistencia
- 4.2.5 Densidad Natural
- 4.2.6 Ensayos de Corte Directo

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

MSc. ING. Antonio Timana Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



5. PERFIL ESTRATIGRAFICO

6. ANALISIS DE LA CIMENTACION

- 6.1 Consideraciones
- 6.2 Capacidad de carga
- 6.3 Presión Admisible
- 6.4 Evaluación de Mejoramiento del suelo.

7. AGRESION AL SUELO DE LA CIMENTACION

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

ANEXOS

- 1. Registro de excavaciones
- 2. Ensayos de laboratorio.
- 3. Capacidad de Carga y Presión Admisible.
- 4. Tablas

Tabla 1.- Elementos químicos nocivos para la cimentación

Tabla 2.- Requisitos para concreto expuesto a soluciones con sulfatos

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



ESTUDIO GEOTECNICO CON FINES DE CIMENTACIÓN

1. GENERALIDADES

1.1 Objetivo del estudio

El presente Estudio de Mecánica de Suelos tiene por objeto investigar las condiciones geotécnicas del subsuelo del terreno asignado al Proyecto de estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación para proyecto: "ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERIA CONFINADA PARA EDIFICACIONES COMERCIALES DE 2 A 3 NIVELES EN LA CIUDAD DE PIURA". por medio de trabajos de campo a través de pozos de exploración a cielo abierto, ensayos de laboratorio y labores de gabinete en base a los cuales se define el perfil estratigráfico del terreno, capacidad admisible de carga y las recomendaciones generales para la cimentación.

El programa seguido para los fines propuestos fue el siguiente:

- Reconocimiento del terreno.
- Distribución y ejecución de puntos de investigación.
- Muestreo de suelos alterados e inalterados.
- Ejecución de ensayos de laboratorio.
- Análisis de trabajos de campo y determinación de propiedades del suelo.
- Conclusiones y Recomendaciones.

1.2 Normatividad

El presente estudio se ha efectuado teniendo en cuenta lo estipulado en la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.

Las técnicas de investigación de campo y ensayos de laboratorio para determinar la clasificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos fueron realizados considerando las Normas Técnicas Peruanas (NTP), en concordancia con las normas de la American Society Testing and Materials (ASTM), según lo siguiente:

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
MSc. ING. Antonio Timana Fiastas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



- Descripción e identificación de suelos
(Procedimiento visual – manual) NTP 339.150
- Contenido de Humedad de un Suelo NTP 339.127
- Análisis Granulométrico NTP 339.128
- Limite Líquido y Limite Plástico NTP 339.129
- Clasificación Unificada de Suelos (SUCS) NTP 339.134
- Determinación del peso unitario mínimo de suelos NTP 339.138
- Peso específico relativo de las partículas sólidas de un suelo NTP 339.131
- Ensayo de Corte Directo NTP 339.171
- Contenido de cloruros solubles en suelos NTP 339.177
- Contenido de sulfatos solubles en suelos NTP 339.178

Los ensayos se realizaron en el Laboratorio de Ensayo de Materiales de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Piura.

1.3 Acceso al área de estudio

Para llegar al área de estudio se sigue la ruta de acceso por la Av. Andres Avelino Cáceres, luego se ingresa por la Av. Que limita entre mariscal tito y la urb. Ignacio merino, hasta llegar a las dalias en la primera etapa, donde se encuentra el área del estudio.

1.4 Ubicación y Descripción del Área en Estudio

El terreno en estudio comprende el lote N° 25 de la Mz L, del AA.HH las dalias Primera etapa, ubicado en el distrito 26 de octubre, provincia y departamento de Piura. Se encuentra ubicada en una zona de materiales de irregular estabilidad, relacionadas directamente con arenas muy sueltas y aunque el nivel freático no se ha evidenciado, de acuerdo a la geología del terreno se puede suponer su proximidad y ascenso en las épocas de precipitaciones, por lo cual se recomienda tomar las precauciones necesarias y mejorar el nivel de fundación de la cimentación con materiales estables. Se encuentra ubicada en una zona en pendiente. Está libre de vegetación.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
MSc. ING. Antonio Tinón Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



1.5 Condición Climática de la zona.

El clima en el Distrito de Castilla, como el de la Provincia de Piura, es caluroso la mayor parte del año; la temperatura varía entre 18° C como mínimo y 33° C como máximo. Las mínimas se presentan en el periodo de invierno y las máximas entre enero y marzo, donde puede alcanzarse valores de 37° C. La zona seca y presenta lluvias variables que cuando ocurren, entre enero y marzo, alcanzan condiciones extremas durante la presencia recurrente del Fenómeno "El Niño" – FEN. En cuyo periodo las lluvias son intensas, alcanzando promedios de hasta 1000 mm.

2. GEOLOGIA Y SISMIDAD DEL AREA EN ESTUDIO

2.0.- GEOLOGIA Y GEOTECNIA DEL AREA DE ESTUDIO.

La zona de estudio corresponde a la zona que forma parte de la Depresión Parandina, formada por un relleno sedimentario Cuaternario la que cubre unidades de edad más antigua. Las rocas existentes en el área de estudio, presentan edades que fluctúan entre el Terciario Inferior - medio y Cuaternario; constituidas por materiales de rocas sedimentarias y materiales poco consolidados.

FORMACION ZAPALLAL (Terciario Medio - Superior)

Corresponde a una secuencia de areniscas intercaladas con argillitas, intensamente meteorizadas, en sus estratos superiores, con espesores que llegan hasta 150m, sobre los que descansan materiales sedimentarios de edad contemporánea.

DEPOSITOS CUATERNARIOS

Constituidos por depósitos de arenas eólicas de grano medio a fino, poco consolidado, con intercalaciones de arenas limosas y arcillas arenosas; sin embargo hacia la parte donde se encuentra el Río Piura se presentan suelos aluviales en ambos márgenes, constituidas por suelos arenosos con inclusiones de limos, arenas arcillosas y arcillas arenosas.

En el sector de estudio, se presenta en su mayor parte, arenas sueltas pobremente gradada SP, de origen eólico, de baja compacidad (densidad relativa de 20 – 40%), con mayor contenido de humedad, debajo de las cuales se presenta horizontes de suelos arcillo arenoso tipo CL alternándose con arenas de baja a mediana compacidad.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
MSc. ING. Antonio Timaná Prietas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



2.1.- ESTRUCTURAS PRINCIPALES.

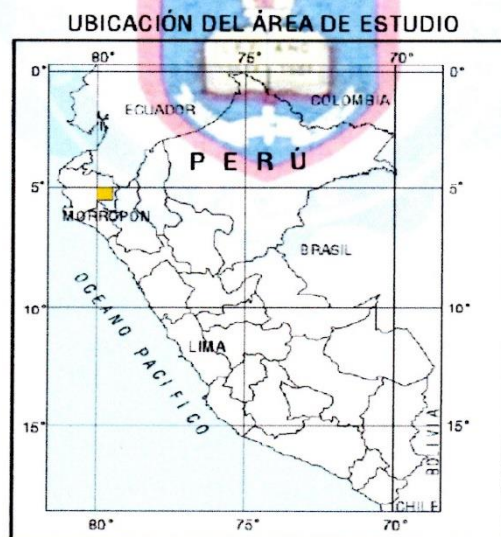
Las estructuras desarrolladas en el Nor-Oeste del Perú están representados por los Amotapes como un arco estructural que se sub-divide en tres partes:

- Norte, asignada a la parte norte del levantamiento de Lobitos.
- Central, entre los levantamientos de Lobitos y de Negritos.
- Sur, situada al sur del levantamiento de Negritos involucrando Lagunitos y Portachuelo.

Las deformaciones sufridas en la zona estructural del Nor-Oeste han sido intensas, habiéndose iniciado desde el Paleozoico, complicando el basamento las tectónicas posteriores. Las principales fallas regionales que han controlado a las otras menores son: Tronco-Mocho, Carpitás, Máncora, Carnal, Amotapes y por el sur la Falla Huaypirá de rumbo aproximado N80°E.

2.1 Geología, Hidrogeología y Geomorfología.

Imagen N°01



UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Centro Productivo de Construcción y Consultoría
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

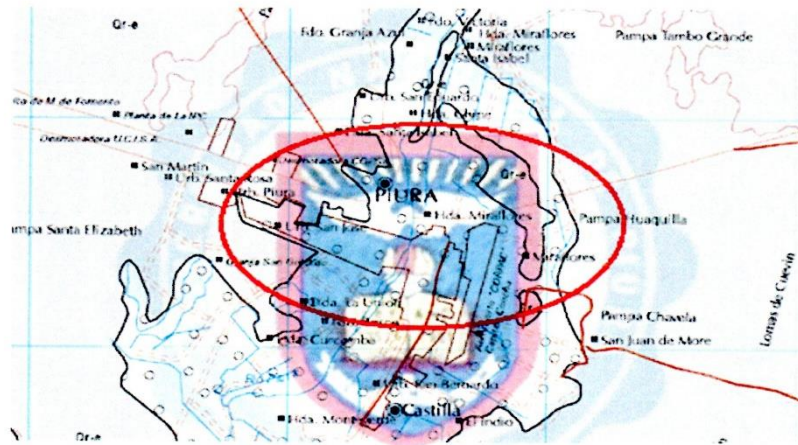
imagenN°02

REPUBLICA DEL PERÚ
SECTOR ENERGIA Y MINAS
INSTITUTO GEOLÓGICO MINERO Y METALÚRGICO



MAPA GEOLÓGICO DEL CUADRÁNGULO DE PIURA

ESCALA 1 : 100 000



ESTRATIGRAFÍA

Desde el punto de vista estratigráfico, el borde occidental de la cuenca Lancones descansa sobre el macizo paleozoico de amotapes. La sedimentación en este sector se inicia con una secuencia conglomeradita que corresponde a la formación Gigantal luego se presentan calizas de plataforma que dan origen a la formación Pananga. La formación Huasimal que corresponde a una secuencia inferior de arcillas y limolitas calcáreas oscuras, Formación Jaguay Negro formada con secuencias de areniscas feldespáticas y areniscas arcóscas parduscas, y la formación Encuentros conformada por una intercalación de lutitas negras, areniscas y conglomerado.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

MSC. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

Campus Universitario Urb. Miraflores s/n Castilla – Piura – Facultad de Ingeniería Civil

Celular: #998607730 -#942807682



ESTRATIGRAFÍA REGIONAL

CUATERNARIO (Pleistoceno):

Depósitos Aluviales. Estos depósitos tienen una gran extensión, correspondiendo a la acumulación en forma de una cobertura a lo largo de los valles y llanuras inundadas por las corrientes fluviales, así como abanicos.

Los cursos fluviales, tiene su origen en la Cordillera Occidental, formando las cuencas de los ríos Piura, Chira, asimismo, se tiene depósitos aluviales en las quebradas que bajan de los Amotapes, cuyo valle corta de NE a SO la Repisa Costanera. Existen quebradas que se activan temporalmente, permaneciendo secas algunos años, pero que en temporadas que discurren devienen a manera de yapanas (agua lodosa) con materiales arcillo gravosos, que indican avenidas ó crecientes rápidas.

CENOZOICO:

Formación Miramar (Tm-m).

La base de la Formación consiste de un conglomerado que está constituido por areniscas arcóscas, de grano fino color amarillo a ocre plumizo, con tintes verdosos, presenta abundantes manchas limoníticas por oxidación, son poco compactas y en algunos niveles son arenas sin cohesión, deleznable que son socavados fácilmente por la erosión, formando cornizas con las capas competentes y duras del Tablazo Talara.

La parte media de la secuencia está formada por niveles de areniscas tobáceas abigarradas y la parte superior, presenta areniscas coquiníferas de grano fino, matriz areno-arcillosa, contiene macrofósiles como braquiópodos y gasterópodos.

Formación Chira (Te-ch).

Consiste, en su parte inferior de lutitas bentónicas laminadas, en capas muy delgadas, de tonalidades oscuras, que al intemperizarse dan un color marrón rojizo. Hacia arriba, presentan areniscas intercaladas con lutitas micáceas. La parte media está compuesta por areniscas de grano grueso y de colores blanquecinos con horizontes conglomerádicos. En la parte superior, se observan nuevamente lutitas y limolitas grises a marrones, areniscas limolíticas ó lutitas bentónicas y tobas amarillo/verdosas que debido a la alteración presentan colores blanquecinos.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES
MSC. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE



Formación Verdún (Te-v).

La secuencia mayormente es clásica y consiste de una intercalación de areniscas de grano medio a grueso, ligeramente diagenizados con lutitas laminares, algo bentónicas; al alterarse dan un color gris verdoso a amarillento de tintes púrpura.

Consiste de conglomerados heterogéneos y areniscas poco compactas con fragmentos redondeados y subangulosos.

ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA

Esta zonificación Geotécnica se ha realizado considerando las propiedades índices de los suelos, propiedades físico-mecánicas, etc. así como la presencia del nivel freático

CONTENIDO LITOESTRATIGRÁFICO DEL ÁREA DE ESTUDIO.

Imagen N°04

ERATEMA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES LITOESTRATIGRÁFICAS	ROCAS INTRUSIVAS
C E N O Z O I C O	CUATERNARIO	RECIENTE	Dep. fósiles	Grnt
			Depósitos	Grnt
			Mixtos	Grnt
		PLEISTOCENO	Depósitos Aluviales Recientes	Grnt
			Dep. Aluviales Antiguos	Grnt
	TERCIARIO	MIOCENO	Tabiado Litoral	Grnt
			Tabiado Talar	Grnt
			Fm. Miramar	Grnt
		EOCENO	Fm. Chira Verdun	Grnt
			Fm. La mesa	Grnt
PALEOZOICA MESOZOICA	CRETACEO	SUPERIOR	Indiviso	Grnt
		INFERIOR	Indiviso	Grnt

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



2.2 Sismicidad

Desde el punto de vista sísmico, el territorio Peruano, pertenece al Círculo Circumpacífico, que comprende las zonas de mayor actividad sísmica en el mundo y por lo tanto se encuentra sometido con frecuencia a movimientos telúricos. Pero, dentro del territorio nacional, existen varias zonas que se diferencian por su mayor o menor frecuencia de estos movimientos, así tenemos que de acuerdo al

Nuevo Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, según la nueva Norma Sismo Resistente (NTE E-030), hay cuatro zonas:

Zona 1.- Comprende la ciudad de Iquitos, y parte del Departamento de Iquitos, parte del Departamento de Ucayali y Madre de Dios; en esta región la sismicidad es baja.

Zona 2.- En esta zona la sismicidad es medía. Comprende el resto de la región de la selva, Puno, Madre de Dios, y parte del Cusco. En esta región los sismos se presentan con mucha frecuencia, pero no son percibidos por las personas en la mayoría de las veces.

Zona 3.- Es la zona de más alta sismicidad. Comprende toda la costa peruana, de Tumbes a Tacna, la sierra norte y central, así como, parte de ceja de selva; es la zona más afectada por los fenómenos telúricos.

Zona 4.- Las características principales de la zona 04 son:

1. Sismos de Magnitud VII MM
2. Hipocentros de profundidad intermedia y de intensidad entre VIII y IX.
3. El mayor Peligro Sísmico de la Región está representado por 4 tipos de efectos, siguiendo el posible orden (Kusin, 1978) :
 - Temblores Superficiales debajo del océano Pacífico.
 - Terremotos profundos con hipocentro debajo del Continente.
 - Terremotos superficiales locales relacionados con la fractura del plano oriental de la cordillera de los Andes Occidentales.
 - Terremotos superficiales locales, relacionados con la Deflexión de Huancabamba y Huaypira de actividad Neotectónica.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



El área en estudio se encuentra dentro de la zona de Alta Sismicidad (Zona 4).

Mapa de zonificación sísmica

ZONAS SÍSMICAS





2.2.1 Parámetros de Diseño Sismo Resistente

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones y a la Norma Técnica de Edificaciones E-030 Diseño Sismo resistente, se deberá tomar los siguientes valores:

Factores	Valores
Zonificación	zona 4
Factor de zona	$Z(g) = 0.45$
Perfil de suelo	Tipo S 3
Factor de amplificación del suelo	$S = 1.10$
Periodo predominante de vibración del suelo	$Tp(s) = 1 \text{ seg}, TL(s) = 1.6$
Factor de amplificación sísmico	$C = 2.50$
Coefficiente de uso e importancia	$U = 1.50$

3. ETAPAS DEL ESTUDIO

Los trabajos se efectuaron en 3 etapas.

3.1 Fase de Campo

Se efectuaron trabajos de exploración con el fin de conocer el tipo y características resistentes del sub-suelo.

3.2 Fase de Laboratorio

Las muestras obtenidas en el campo fueron llevadas al laboratorio de Ensayos de Materiales de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Piura con el objeto de determinar sus propiedades físicas y mecánicas.

3.3 Fase de Gabinete

A partir de los resultados en Campo y Laboratorio, se ha elaborado el presente informe técnico final que incluye:

Análisis del perfil estratigráfico con panel fotográfico de cada calicata, cálculo de la capacidad portante, así como profundidad de desplante de las estructuras y conclusiones y recomendaciones constructivas. Se incluye además anexos que contienen los resultados obtenidos en Campo y Laboratorio.

MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



4. TRABAJOS EFECTUADOS

4.1 Fase de Campo

Se realizó tres (01) prospección o pozo de exploración "a cielo abierto", designado como C-1, el cual fue ubicado convenientemente y se exploró hasta una profundidad de 4.00 m.

Este sistema de exploración nos permite evaluar directamente las diferentes características del subsuelo en su estado natural.

La descripción de la calicata ejecutada se presenta en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 01 "Relación Detallada de Calicata ejecutada"

CALICATA	MUESTRAS OBTENIDAS	PROFUNDIDAD (m) A CIELO ABIERTO	NIVEL FREATICO
C - 1	S/M	0.00 - 0.80	No se encontró
	M - 1	0.80 - 2.60	No se encontró
	M - 2	2.60 - 4.00	No se encontró

En esta fase se tomó muestras disturbadas representativas de los estratos de la calicata y en cantidades suficientes como para realizar los ensayos físicos, mecánicos y químicos establecidos para las muestras del suelo.

Paralelamente al muestreo se realizaron los registros de exploración, en los que se indican las diferentes características de los estratos subyacentes, tales como tipo de suelo, espesor del estrato, color, humedad, plasticidad, compacidad, etc.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



4.1.1 Nivel de la napa freática

La ubicación de la Napa Freática es función de la época del año en la que se realice la investigación de campo, así como de las variaciones naturales de los sistemas de lluvia de los sistemas que abastecen los estratos acuíferos.

A la fecha del trabajo de campo 09 de AGOSTO del 2016 No se evidencio nivel freático.

4.2 Fase de laboratorio

Los ensayos de laboratorio se realizaron por cada variación estratigráfica y han permitido determinar las propiedades de los suelos mediante ensayos físicos y mecánicos de las muestras disturbadas provenientes de la exploración.

Se efectuaron los siguientes ensayos estándar de Laboratorio, siguiendo las Normas establecidas por la American Society for Testing Materials (ASTM) de los Estados Unidos de Norte América y las Normas Técnicas Peruana (NTP).

4.2.1 Análisis Granulométrico por Tamizado

Consistiendo este ensayo en pasar una muestra de suelo seco a través de una serie de mallas de dimensiones estandarizadas a fin de determinar las proporciones relativas de los diversos tamaños de las partículas.

4.2.2 Contenido de Humedad Natural

Que es un ensayo rutinario de Laboratorio para determinar la cantidad dada de agua presente en una cantidad dada de suelo en términos de su peso en seco.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



4.2.3 Gravedad Específica de los Sólidos

Mediante este ensayo se determina el peso específico de las sustancias sólidas existentes en el suelo.

4.2.4 Límites de Consistencia

Estos ensayos sirven para expresar cuantitativamente el efecto de la variación del contenido de humedad en las características de plasticidad de un suelo cohesivo. Los ensayos se efectúan en la fracción de muestra de suelo que pasa la malla N° 4.

La obtención de los límites líquido y plástico de una muestra de suelo permite determinar un tercer parámetro que es el índice de plasticidad. Todos los suelos eran plásticos.

4.2.5 Densidades Naturales

Este ensayo se realiza para tomar la densidad "INSITU" de los suelos.

El método utilizado fue el del cilindro.

4.2.6 Corte Directo

Este ensayo se realiza para determinar el ángulo de fricción y la cohesión del suelo.

Los certificados de los ensayos de laboratorio se presentan en el Anexo 2 "Certificados de Ensayos de laboratorio"

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



El resumen de los ensayos se presenta en el cuadro siguiente:

Cuadro N° 02.- Resumen de ensayos de laboratorio.

UBICACIÓN	AA.HH LAS DALIAS MZ L LOTE 25 - DISTRITO 26 DE OCTUBRE.	
CALICATA	CALICATA - 1	
Muestra	M - 1	M - 2
Profundidad (m.)	0.80 – 2.60	2.60 – 4.00
% Pasa Malla N° 4	100	100
% Pasa Malla N° 200	26.4	32.7
% GRAVA	0	0
% ARENA	73.6	67.3
Límite líquido	21	21
Índice Plástico	3	NP
Contenido de humedad %	1.90	2.10
Peso unitario mínimo (gr/cm3)	1.543	1.534
Máxima densidad seca (gr/cm3)	1.646	
Contenido Optimo de Humedad (%)	15.20	
Clasificación de Suelos "SUCS"	SM	SM
Cohesión (kg/cm2)	0.03	
Angulo de fricción (Ø)	27°	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



5. FASE DE GABINETE

De acuerdo a la exploración efectuada en la calicata C-1, tal como se observa en el récord del estudio de exploración y en los resultados de laboratorio adjuntos; el perfil estratigráfico presenta las siguientes características:

Calicata - 1:

- 0,00 – 0.80 . – Material contaminado con desmonte.
0.80 – 2.60 .- Arena limosa, de condición seca, de consistencia suave, color beige.
Clasificada en el sistema SUCS como un SM.
2.60 – 4.00 .- Arena limosa, de condición seca, de consistencia suave, color beige.
Clasificada en el sistema SUCS como un SM.

Hasta la profundidad explorada no se evidenció presencia de nivel freático.

6. ANALISIS DE LA CIMENTACION

6.1 Consideraciones

Los parámetros e hipótesis de cálculo para el cálculo de capacidad de carga y presión admisible son los siguientes:

- La evaluación se efectuara en el terreno donde se construirá la obra que constituye el trabajo del proyecto, "ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERIA CONFINADA PARA EDIFICACIONES COMERCIALES DE 2 A 3 NIVELES EN LA CIUDAD DE PIURA". El nivel freático no se evidenció en la C-1.
- El suelo subyacente encontrado está conformado por estratos alternados de suelo del tipo SM (Arena limosa).
- De la evaluación de las características físicas del suelo se concluye, que a la profundidad de desplante de la estructura, el suelo de apoyo es el correspondiente a arcilla de baja compresibilidad clasificada en SUCS como SM que presenta un ángulo de fricción (ϕ) de 27° y cohesión $C = 0.03 \text{ kg/cm}^2$ con los cuales se calcula la capacidad de carga y presión admisible del terreno.

MSc. ING. Antonio Tinjón Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



6.2 Capacidad de Carga

Llamada también presión última o de falla por corte del suelo, es la carga que un suelo puede soportar sin que su estabilidad sea amenazada.

Para la aplicación de la capacidad de carga, se aplica la teoría de Terzaghi, para corte general, para cimentaciones continuas de base rugosa en el caso de un medio medianamente denso, haciéndose extensivos para zapatas cuadradas. Con valores de cohesión, igual a (0.04), se tiene:

PARA CIMIENTO CONTINUO : $Q_c = C \cdot N_c + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g + \gamma \cdot D_f \cdot N_q$

PARA ZAPATAS CUADRADAS AISLADAS: $Q_c = C \cdot N_c + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g + \gamma \cdot D_f \cdot N_q$

PARA ZAPATAS CIRCULARES AISLADAS: $Q_c = C \cdot N_c + 0.6 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g + \gamma \cdot D_f \cdot N_q$

Donde:

γ = Peso Volumétrico gr /cm³
C = Cohesión (kg/cm²)
Df. = Profundidad de cimentación
B = Ancho de zapata
Nc, Ng y Ny = Factores de carga.

N'y = Factor unidimensional de capacidad de carga, dependiente ancho y de la zona de empuje pasivo función del ángulo de fricción interna (ϕ), considera la influencia del peso del suelo.

N'g = Factor adimensional de capacidad de carga debido a la presión de la sobrecarga (densidad de enterramiento). Función del ángulo de fricción interna. La sobrecarga se halla representada por el peso por unidad de área $\gamma \cdot D_f$, del suelo que rodea la zapata.

N'c = Factor de capacidad de carga, función de la cohesión

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



6.3 Presión Admisible

Es la presión admisible del terreno que se deberá usar como parámetro de diseño de la estructura. También se le conoce como "Carga de Trabajo" o Presión de Trabajo" (Cuadro de capacidad de carga y presión admisible. Anexo - C.

$$P_t = Q_c / F_s$$

Dónde: P_t = Presión admisible (kg/cm^2)
 Q_c = Capacidad de carga
 F_s = Factor de seguridad, (3.0), que toma en consideración lo siguiente:

- a.- Variaciones naturales en la resistencia al corte de los suelos.
- b.- Las incertidumbres que como es lógico, contienen los métodos o fórmulas para la determinación de la capacidad última del suelo.
- c.- Disminuciones locales menores que producen en la capacidad de carga los suelos colapsables, durante o después de la construcción.
- d.- Excesivo asentamiento en suelos compresibles que haría fluir el suelo cuando está próximo a la carga crítica o a la rotura por corte.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
MSc. ING. Antonio Tinajá Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



Cuadro N° 03.- Cálculo de la Capacidad de Carga y Presión Admisible.

CIMIENTO CONTINUO C- 1

Profundidad de cimentación	Lado Promedio	Peso volumetrico	Cohesion	Angulo de fricción	N_c	N_q	N_γ	Q_c (Ultima)	P_t (Admisible)
Df (m)	B (m)	γ (gr/cc)	C (kg/cm ²)	(ϕ)				(kg/cm ²)	(kg/cm ²)
0.80	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.47	0.49
0.80	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.52	0.51
0.80	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.57	0.52
1.00	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.68	0.56
1.00	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.73	0.58
1.00	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.77	0.59
1.20	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.89	0.63
1.20	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.93	0.64
1.20	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.98	0.66
1.50	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.20	0.73
1.50	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.24	0.75
1.50	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.29	0.76
1.80	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.51	0.84
1.80	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.55	0.85
1.80	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.60	0.87

ZAPATA CUADRADA

Profundidad de cimentación	Lado Promedio	Peso volumetrico	Cohesion	Angulo de fricción	N_c	N_q	N_γ	Q_c (Ultima)	P_t (Admisible)
Df (m)	B (m)	γ (gr/cc)	C (kg/cm ²)	(ϕ)				(kg/cm ²)	(kg/cm ²)
0.80	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.67	0.56
0.80	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.63	0.54
0.80	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.67	0.56
1.00	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.80	0.60
1.00	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.84	0.61
1.00	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.88	0.63
1.20	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.01	0.67
1.20	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.05	0.68
1.20	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.08	0.69
1.50	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.32	0.77
1.50	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.36	0.79
1.50	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.39	0.80
1.80	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.63	0.88
1.80	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.67	0.89
1.80	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.71	0.90

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
MS. Ing. Antonio Brana F. 2715
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



6.4 Evaluación del potencial de expansión del suelo

Los suelos de fundación de la edificación a proyectar no deberá presentar expansión alguna que pongan en riesgo la estructura a construirse; por tanto la expansión libre deberá ser baja.

Para la estimación del potencial de expansión de los suelos sub yacentes, se ha utilizado medidas indirectas como la propuesta por Holts y Gibas – 1956, los cuales califican el grado de expansividad en función de la plasticidad de los suelos, como muestra en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 4: Requerimientos de potencial de expansión de suelos

POTENCIAL DE EXPANSION	INDICE DE PLASTICIDAD	LIMITE LIQUIDO
Muy Alto	>32.0	> 70.0
Alto	23.0 - 32.0	50.0 - 70.0
Medio	12.0 - 23.0	35.0 - 50.0
Bajo	< 12.0	20.0 - 35.0

De acuerdo a esta evaluación el suelo evaluado califica como de potencial de expansión BAJO Dada las características del suelo que presenta estratos alternados, se considerara una capa de mejoramiento de 20 cm de hormigón con tamaño máximo 2".

7. AGRESION AL SUELO DE LA CIMENTACION

De los resultados obtenidos del ensayo de Análisis Químico de Sulfatos y Cloruros Agresivos al Concreto y al acero, realizado en la muestra de la calicata C -1, se tiene:

Calicata	C-1 / M-1
Profundidad	0.10 – 2.40
FINO	
Cloruros solubles como ión Cl- (%)	0.019
Sulfatos solubles como ión SO ₄ (%)	0.012

Estos valores determinan que hay agresividad despreciable de sulfatos al concreto y leve al acero de refuerzo, por lo que no se requiere un cemento con características especiales. Sin embargo es recomendable el uso de cemento tipo MS o similar porque mejora las características generales del concreto.

MSc./ING. Antonio Yimana Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El área en estudio corresponde al terreno donde se construirá los ambientes para los trabajos de "ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERÍA CONFINADA PARA EDIFICACIONES COMERCIALES DE 2 A 3 NIVELES EN LA CIUDAD DE PIURA".

- Los trabajos de exploración de campo consistieron en calicata o prospección a cielo abierto hasta una profundidad máxima de 4.00 m, denominada C-1.
- La fecha de realización del trabajo de campo 09 de AGOSTO del 2016 no se encontró nivel freático en la C-1.
- En las calicata C-1, exploradas se ha encontrado una primera capa de material contaminado con desmorte en la C-1, el material contaminado consta con una profundidad variable 0.80cm. Dada la presencia de este material, su profundidad puede variar respecto a la encontrada en la perforación. Estos materiales inadecuados deben ser removidos, hasta llegar al suelo natural, antes de iniciar las obras tal como lo indica la Norma Técnica de Edificaciones E.050, Suelos y Cimentaciones (Capítulo 4, artículo 19).
- En función a las excavaciones, descripción, perfiles y ensayos de suelos, se han identificado que el terreno donde se apoyara la cimentación está conformado por estratos de suelo del tipo: SM (Arena limosa).
- Los elementos de la cimentación deberán ser diseñados de modo que la presión de contacto (Carga estructural de las Obras en el área de la cimentación) sea inferior o cuando menos igual a la presión de diseño o capacidad admisible. Para la condiciones más desfavorable del suelo encontrado (C-1), la capacidad de carga y presión admisible son:

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



Cuadro N° 03.- Cálculo de la Capacidad de Carga y Presión Admisible.

CIMIENTO CONTINUO C- 1

Profundidad de cimentación	Lado Promedio	Peso volumetrico	Cohesion	Angulo de fricción	N_c	N_q	N_3	Q_c (Ultima)	P_t (Admisible)
Df (m)	B (m)	γ (gr/cc)	C (kg/cm ²)	(ϕ)				(kg/cm ²)	(kg/cm ²)
0.80	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.47	0.49
0.80	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.52	0.51
0.80	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.57	0.52
1.00	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.68	0.56
1.00	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.73	0.58
1.00	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.77	0.59
1.20	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.89	0.63
1.20	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.93	0.64
1.20	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.98	0.66
1.50	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.20	0.73
1.50	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.24	0.75
1.50	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.29	0.76
1.80	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.51	0.84
1.80	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.55	0.85
1.80	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.60	0.87

ZAPATA CUADRADA

Profundidad de cimentación	Lado Promedio	Peso volumetrico	Cohesion	Angulo de fricción	N_c	N_q	N_3	Q_c (Ultima)	P_t (Admisible)
Df (m)	B (m)	γ (gr/cc)	C (kg/cm ²)	(ϕ)				(kg/cm ²)	(kg/cm ²)
0.80	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.67	0.56
0.80	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.63	0.54
0.80	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.67	0.56
1.00	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.80	0.60
1.00	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.84	0.61
1.00	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.88	0.63
1.20	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.01	0.67
1.20	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.05	0.68
1.20	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.08	0.69
1.50	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.32	0.77
1.50	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.36	0.79
1.50	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.39	0.80
1.80	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.63	0.88
1.80	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.67	0.89
1.80	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.71	0.90

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
MSc. ING. Antonio Timaña Piestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



- Por las condiciones del suelo encontrado y por ausencia de nivel freático del área estudiada a la fecha se considerara como NO LICUABLE.
- Sería necesario incluir una partida para definir el N.F durante el proceso de la construcción. Caso contrario a criterio del ING proyectista.
- Se recomienda cimentación superficial a una profundidad mínima de 1.50 m., con la colocación de una capa de hormigón de 20 cm, debido a que se alternan capas de suelo clasificado en SUCS como SM (arena limosa). El hormigón debe tener tamaño máximo 2" adecuadamente compactado.
- En caso sea necesario por la presencia de precipitaciones durante el Fenómeno "El Niño" – FEN. En cuyo periodo las lluvias son intensas, y el N.F podría presentarse durante el proceso de construcción, Por ello se recomienda colocar una capa de over minino a 15cm sobre ella colocar un Geotextil el cual tendrá un sellado vulcanizado para aislar la presencia del NF.
- Se recomienda que los rellenos que se requieran para nivelar el terreno, se construyan con materiales granulares y se compacten convenientemente a una densidad no menor del 90 % de la máxima densidad seca obtenida mediante ensayo Proctor Modificado con la finalidad de evitar problemas causados por la deformación del relleno ubicado bajo los pisos. Para verificar la compactación se realizaran Controles de Densidad de campo a razón de un ensayo para un área menor o igual a 25 m2.
- Se debe considerar la construcción de veredas perimetrales para las edificaciones, con una adecuada evacuación pluvial, que eviten que el agua de lluvia o aguas superficiales ingresen al terreno subyacente y cambien las condiciones de humedad del mismo.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
MSC. ING. Antonio Tinahá Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



- Los suelos presentan contenido de sulfatos de agresividad despreciable al concreto y leve al acero; por lo que se puede usar un cemento sin especificaciones especiales. Sin embargo se recomienda el uso de cemento tipo MS o similar porque mejora las propiedades generales del concreto.
- De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones, Normas Técnicas de Edificación E.030 – Diseño Sismo-resistente, el área estudiada tiene las siguientes características:

Factores	Valores
Zonificación	zona 4
Factor de zona	$Z(g) = 0.45$
Perfil de suelo	Tipo S 3
Factor de amplificación del suelo	$S = 1.10$
Periodo predominante de vibración del suelo	$T_p(s) = 1 \text{ seg}, T_L(s) = 1.6$
Factor de amplificación sísmico	$C = 2.50$
Coefficiente de uso e importancia	$U = 1.50$

- En el proceso de perforación de la calicata no se observó problemas de estabilidad en las paredes por efecto del arco que se produce en este tipo de excavación. Sin embargo, en la obra se deberán tomar las precauciones debidas para proteger las paredes de la excavaciones y cimentaciones en general con la finalidad de proteger al personal y evitar daños a terceros conforme lo indica la Norma -050.
- Las conclusiones y Recomendaciones son válidas para la zona en estudio.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
Centro Productivo de Construcción y Consultoría
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

ANEXO 1: REGISTRO DE EXCAVACIONES



INFORME DE ENSAYO N°01-REGISTRO EXPLORATORIO-2016 - LEM -FIC-UNP

PROYECTO	"ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERIA CONFINADA PARA EDIFICACIONES COMERCIALES DE 2 A 3 NIVELES EN LA CIUDAD DE PIURA"	
SOLICITA	TESISTA: RONY MEZONES LOPEZ.	FECHA DE INFORME: 06/09/2016

REGISTRO DE EXPLORACIÓN
(NTP 339.150)

UBICACIÓN	: AA.HH LAS DALIAS MZ L LOTE 25 - DISTRITO 26 DE OCTUBRE.		
CALICATA	: C - 1	N.F. (m)	: NO
Prof. Total (m)	: 4.00		

Prof. (m.)	Espeor estrato (m)	Muestra	N F	Descripción Visual del Estrato	Clasificación SUCS	Simbología Gráfica	Observación
0.80	0.80		NO	0,00 -0,80 .- Material contaminado con raíces.			
2.60	1.80	M-1	NO	0.80 - 2.60 .- Arena Limosa, de condición seca, de consistencia suave, color beige y de estructura homogénea.	SM A-2-4(0)		
4.00	1.40	M-2	NO	2.60 - 4.00 .- Arena Limosa, de condición seca, de consistencia suave, color beige y de estructura homogénea.	SM A-2-4(0)		

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Msc. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
Centro Productivo de Construcción y Consultoría
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

ANEXO 2: CERTIFICADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO





UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Centro Productivo de Construcción y Consultoría
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

INFORME DE ENSAYO N°01-2016- LEM -FIC-UNP

PROYECTO	"ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERIA CONFINADA PARA EDIFICACIONES COMERCIALES DE 2 A 3 NIVELES EN LA CIUDAD DE PIURA"	
SOLICITA	TESISTA: RONY MEZONES LOPEZ.	FECHA DE INFORME: 06/09/2016

METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO
(NTP 339.127)

IDENTIFICACION	Muestra	PROFUNDIDAD (m)	PESO SUELO HUMEDO + TARA (gr)	PESO SUELO SECO + TARA (gr)	PESO TARA (gr)	PESO AGUA (gr)	PESO SUELO SECO (gr)	% DE HUMEDAD
C1	M-1	0.80-2.60	150.47	148.34	36.14	2.13	112.20	1.9
	M-2	2.60-4.00	158.6	156.07	34.2	2.53	121.87	2.1

Observacion: Ensayo realizado a la muestra en estado natural



UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



INFORME DE ENSAYO N°01- PESO UNITARIO - 2016 - LEM - FIC - UNP

PROYECTO	"ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERIA CONFINADA PARA EDIFICACIONES COMERCIALES DE 2 A 3 NIVELES EN LA CIUDAD DE PIURA"	
SOLICITA	TESISTA: RONY MEZONES LOPEZ.	FECHA DE INFORME: 06/09/2016

MÉTODO DE ENSAYO ESTÁNDAR PARA LA DETERMINACIÓN DEL PESO UNITARIO MÍNIMOS DE SUELOS
(NTP 339.138)

UBICACIÓN	AA.HH LAS DALIAS MZ L LOTE 25 - DISTRITO 26 DE OCTUBRE.						
IDENTIFICACION	Muestra	PROF. (m)	Peso de la Muestra (gr.)			VOL. MOLDE (cm3)	PROMEDIO (gr/cm3)
			ENSAYO 1	ENSAYO 2	ENSAYO 3		
	C - 1	M - 1	0.80 - 2.60	1435	1434	1430	929
	M - 2	2.60 - 4.00	1430	1421	1424	929	1.534

Observacion: Ensayo efectuado al material en estado natural.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
MSC. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



INFORME DE ENSAYO N°01-2016- LEM -FC-UNP

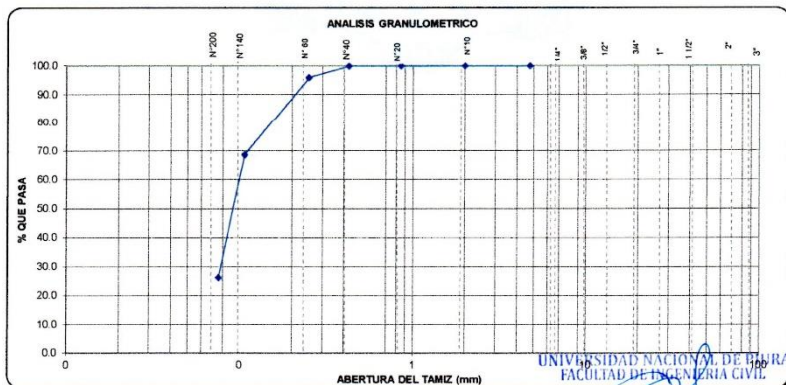
PROYECTO	"ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERIA CONFINADA PARA EDIFICACIONES COMERCIALES DE 2 A 3 NIVELES EN LA CIUDAD DE PIURA"	
SOLICITA	RONY MEZONES LOPEZ.	FECHA DE INFORME : 06/09/2016

METODO DE ENSAYO PARA EL ANALISIS GRANULOMETRICO
(NTP 339.128)

UBICACIÓN	: AA.HH LAS DALIAS MZ L LOTE 25 - DISTRITO 26 DE OCTUBRE.
CALICATA	: C - 1
MUESTRA	: M - 1
PROFUNDIDAD	: 0.80 - 2.80

TAMICES ASTM	ABERTURA (mm.)	PESO RETENIDO (gr.)	PORCENTAJE PARCIAL RETENIDO (%)	PORCENTAJE ACUMULADO	
				RETENIDO (%)	QUE PASA (%)
3"	75				
2"	50				
1 1/2"	37.5				
1"	25.0				
3/4"	19.0				
1/2"	12.5				
3/8"	9.5				
1/4"	6.3				
4	4.75	0.0	0.0	0.0	100.0
10	2.00	0.0	0.0	0.0	100.0
20	0.850	0.0	0.0	0.0	100.0
40	0.425	0.1	0.1	0.1	99.9
60	0.250	5.8	3.9	3.9	96.1
140	0.106	41.1	27.4	31.3	68.7
200	0.075	63.5	42.3	73.6	26.4
BANDEJA		39.5	26.4	100.0	

DESCRIPCION DE LA MUESTRA			
PORCION DE FINOS (gr)	150.00		
% DE HUMEDAD	1.90		
% GRAVA [N° 4 < Ø < 3"]	0.0		
% ARENA [N° 200 < Ø < N° 4]	73.6		
FINOS [Ø < N° 200]	26.4		
L.L. (%)	21		
I.P. (%)	0		
J.P. (%)	NP		
CLASIFIC. SUCS	SM		
CLASIFIC. AASHTO	A-2-4(0)		
D10	—	Cu	—
D30	0.077	Cc	—
D60	0.099		
OBSERVACIONES:			
ARENA LIMOSA			



Observacion: Ensayo efectuado al material en estado natural.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



INFORME DE ENSAYO N°01- PESO ESPECÍFICO-2016-LEM-FIC-UNP

PROYECTO	"ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERIA CONFINADA PARA EDIFICACIONES COMERCIALES DE 2 A 3 NIVELES EN LA CIUDAD DE PIURA"	
SOLICITA	TESISTA: RONY MEZONES LOPEZ.	FECHA DE INFORME: 06/09/2016

MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE LAS PARTÍCULAS SÓLIDAS DE UN SUELO

(NTP 339.131)

UBICACIÓN	: AA.HH LAS DALIAS MZ L LOTE 25 - DISTRITO 26 DE OCTUBRE.
CALICATA	: C - 1
MUESTRA	: M - 1
PROF.(m.)	: 0.80 - 2.60

DETERMINACIÓN N°		1	2
A	Masa de la muestra de suelo seco al horno (gr.)	(gr) 100.00	100.00
B	Masa del picnometro lleno de agua	(gr) 355.60	355.55
C	Masa del picnometro lleno con agua y suelo	(gr) 417.74	417.69
	Peso específico $A/(A-(C-B))$	2.64	2.64
Peso específico relativo de las partículas sólidas (Gs)		2.64	

Observacion: Ensayo efectuado al material en estado natural.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

MSc. ING. Antonio Jimaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



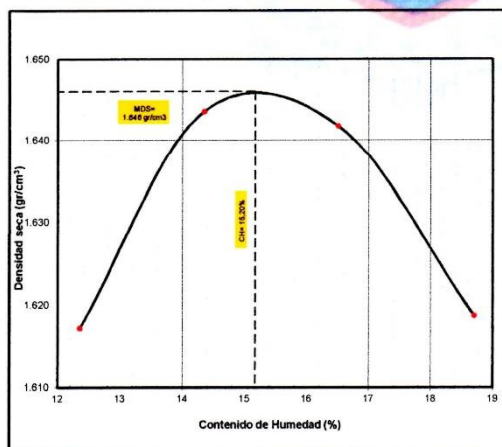
INFORME DE ENSAYO N°01-2016-LEM-FIC-UNP

PROYECTO	"ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERIA CONFINADA PARA EDIFICACIONES COMERCIALES DE 2 A 3 NIVELES EN LA CIUDAD DE PIURA"	
SOLICITA	TESISTA: RONY MEZONES LOPEZ.	FECHA DE INFORME: 06/09/2016

COMPACTACION DE SUELOS EN LABORATORIO UTILIZANDO UNA ENERGÍA ESTANDAR (600 KN - m/m3)
(NTP 339.142)

UBICACIÓN	AA-HH LAS DALIAS MZ L LOTE 25 - DISTRITO 28 DE OCTUBRE
CALICATA	C - 1
MUESTRA	M - 1
PROFUNDIDAD	0.80 - 2.60

N° de capas	3	Altura de caída pisón	30.5	cm	Peso de pisón (kg)	4.529	Molde	"A"
Energía de Compact. Modificada	6	kg cm / cm3	Número de golpes/capa	25	Pisón Manual	"A"		
1	Peso molde + Suelo Húmedo	gr	3651	3709	3740	3748		
2	Peso de Molde	gr	1963	1963	1963	1963		
3	Peso suelo Húmedo Compactado	gr	1688	1746	1777	1785		
4	Volumen del Molde	cm³	929	929	929	929		
5	Densidad Suelo Húmedo	gr/cm³	1.817	1.879	1.913	1.921		
6	Resapiente N°		58	46	39	45	37	24
7	Peso del Suelo Húmedo + Tara	gr	165.2	160.1	172.4	156.4	169.5	164.3
8	Peso del Suelo Seco + Tara	gr	151.0	146.4	155.1	141.3	150.3	146.0
9	Peso del Agua	gr	14.2	13.7	17.3	15.1	19.2	18.3
10	Peso de Tara	gr	37.0	34.6	34.6	36.1	33.2	35.5
11	Peso de Suelo Seco	gr	114.1	111.9	120.5	105.2	117.1	110.5
12	Contenido de Humedad	%	12.4	12.3	14.3	14.4	16.4	16.6
13	Promedio de Humedad	%	12.4	12.4	14.3	16.5	16.7	16.7
14	Densidad del Suelo Seco	gr/cm³	1.617	1.644	1.642	1.619	1.619	1.619
15	Cantidad de Agua	cm³	420	480	540	600	600	600



Procedimiento utilizado : "A"

Método de Preparación utilizado : Húmedo

Máxima densidad seca : ##### lb/ft³

Óptimo contenido de humedad : 15.2%

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

Observaciones: Muestra Natural, extraída de la excavación



INFORME DE ENSAYO N°02-2016- LEM -FIC-UNP

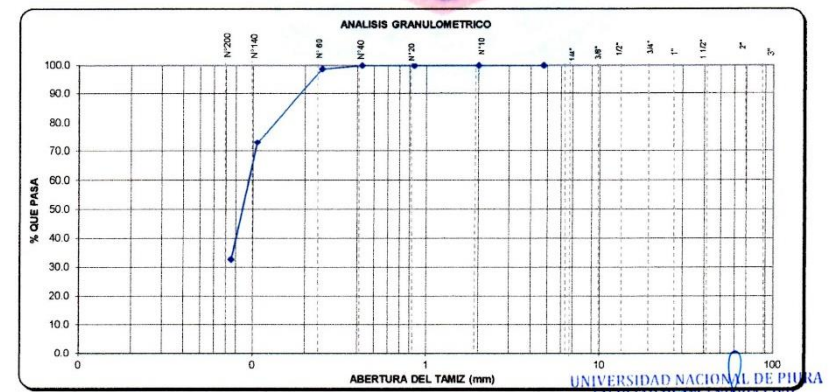
PROYECTO	"ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERIA CONFINADA PARA EDIFICACIONES COMERCIALES DE 2 A 3 NIVELES EN LA CIUDAD DE PIURA"	
SOLICITA	RONY MEZONES LOPEZ.	FECHA DE INFORME : 06/09/2016

METODO DE ENSAYO PARA EL ANALISIS GRANULOMETRICO
(NTP 339.128)

UBICACIÓN	: AA.HH LAS DALIAS MZ L LOTE 25 - DISTRITO 26 DE OCTUBRE.
CALICATA	: C - 1
MUESTRA	: M - 2
PROFUNDIDAD	: 2.60 - 4.00

TAMICES ASTM	ABERTURA (mm.)	PESO RETENIDO (gr.)	PORCENTAJE PARCIAL RETENIDO (%)	PORCENTAJE ACUMULADO	
				RETENIDO (%)	QUE PASA (%)
3"	75				
2"	50				
1 1/2"	37.5				
1"	25.0				
3/4"	19.0				
1/2"	12.5				
3/8"	9.5				
1/4"	6.3				
4	4.75	0.0	0.0	0.0	100.0
10	2.00	0.0	0.0	0.0	100.0
20	0.850	0.0	0.0	0.0	100.0
40	0.425	0.0	0.0	0.0	100.0
60	0.250	1.8	1.2	1.2	98.8
140	0.106	38.6	25.7	26.9	73.1
200	0.075	60.5	40.4	67.3	32.7
BANDEJA		49.1	32.7	100.0	

DESCRIPCION DE LA MUESTRA			
PORCION DE FINOS (gr)		150.00	
% DE HUMEDAD		2.10	
% GRAVA [N° 4 < Ø < 3"]		0.0	
% ARENA [N° 200 < Ø < N° 4]		67.3	
FINOS [Ø < N° 200]		32.7	
L.L. (%)		21	
I.P. (%)		18	
I.P. (%)		3	
CLASIFIC. SUCS		SM	
CLASIFIC. AASHTO		A-2-4(0)	
D10	--	C _u	--
D30	--	C _c	--
D60	0.095		
OBSERVACIONES:			
ARENA LIMOSA			



Observación: Ensayo efectuado al material en estado natural.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
MSc. ING. Antonio Timana Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



INFORME DE ENSAYO N°02 - PESO ESPECÍFICO-2016-LEM-FIC-UNP

PROYECTO	"ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERIA CONFINADA PARA EDIFICACIONES COMERCIALES DE 2 A 3 NIVELES EN LA CIUDAD DE PIURA"	
SOLICITA	TESISTA: RONY MEZONES LOPEZ.	FECHA DE INFORME: 06/09/2016

MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE LAS PARTÍCULAS SÓLIDAS DE UN SUELO

(NTP 339.131)

UBICACIÓN	: AA.HH LAS DALIAS MZ L LOTE 25 - DISTRITO 26 DE OCTUBRE.
CALICATA	: C - 1
MUESTRA	: M - 2
PROF.(m.)	: 2.60 - 4.00

DETERMINACION N°		1	2
A	Masa de la muestra de suelo seco al horno (gr.)	(gr) 100.00	100.00
B	Masa del picnometro lleno de agua	(gr) 355.55	355.53
C	Masa del picnometro lleno con agua y suelo	(gr) 417.49	417.56
Peso especifico $A/(A-(C-B))$		2.63	2.63
Peso especifico relativo de las particulas solidas (Gs)		2.63	

Observacion: Ensayo efectuado al material en estado natural.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

MSc. ING. Antonio Timana Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
Centro Productivo de Construcción y Consultoría
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

ANEXO 3: CAPACIDAD DE CARGA Y PRESIÓN ADMISIBLE





INFORME DE ENSAYO N°01-CORTE DIRECTO- 2016 - LEM - FIC - UNP

PROYECTO	"ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERIA CONFINADA PARA EDIFICACIONES COMERCIALES DE 2 A 3 NIVELES EN LA CIUDAD DE PIURA"	
SOLICITANTE	TESISTA: RONY MEZONES LOPEZ.	FECHA DE INFORME:06/09/2016
UBICACIÓN	: AA.HH LAS DALIAS MZ L LOTE 25 - DISTRITO 26 DE OCTUBRE	
NTP 339.171		
METODO DE ENSAYO ESTANDAR DE CORTE DIRECTO		
Nro Ensayo	Altura de la Muestra (cm)	Diámetro de la Muestra (cm)
1	2.000	6.310
2	2.000	6.310
3	2.000	6.310

Parámetros Iniciales			
Nro Ensayo	Peso Suelo Humedo + Contenedor (g)	Peso Suelo Seco + Contenedor (g)	Peso Contenedor (g)
1	179.100	174.650	50.310
2	180.340	175.320	24.340
3	171.320	165.800	24.830

Parámetros Finales			
Nro Ensayo	Peso Suelo Humedo + Contenedor (g)	Peso Suelo Seco + Contenedor (g)	Peso Contenedor (g)
1	167.280	146.290	24.360
2	175.900	155.700	23.700
3	155.320	146.800	24.120

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

MSc. ING. Antonio Tizana Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

	ENSAYO 1		ENSAYO 2		ENSAYO 3	
Esfuerzo Normal (Kg/Cm2)	0.5		1		2	
Etapas	Resis.	Resid.	Resis.	Resid.	Resis.	Resid.
Esfuerzo Cortante (Kg/Cm2)	0.403	0.298	0.700	0.609	1.141	1.088
Fuerza Cortante (Kg)	12.601	9.309	21.878	19.029	35.693	34.026
Ángulo Fricción (°)					26.878	27.484
Cohesión					0.162	0.030

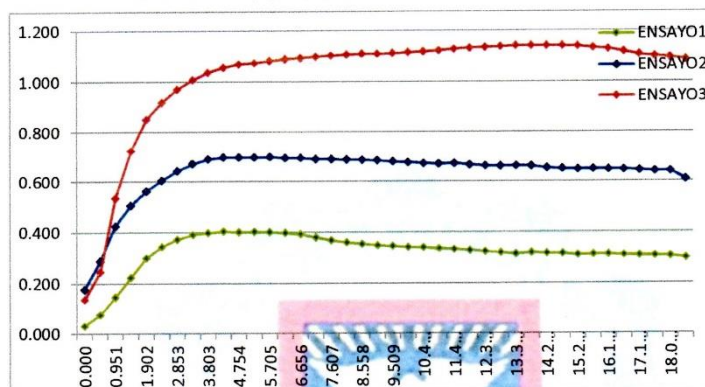
ENSAYO 1			ENSAYO 2			ENSAYO 3		
Def. Horiz. (%)	Esf. Cort. (Kg/Cm2)	Def. Vert. (%)	Def. Horiz. (%)	Esf. Cort. (Kg/Cm2)	Def. Vert. (%)	Def. Horiz. (%)	Esf. Cort. (Kg/Cm2)	Def. Vert. (%)
0.000	0.031	0.000	0.000	0.178	0.000	0.000	0.138	0.000
0.475	0.076	0.450	0.475	0.287	0.100	0.475	0.245	0.100
0.951	0.147	0.950	0.951	0.425	0.650	0.951	0.535	0.550
1.426	0.224	1.200	1.426	0.506	1.050	1.426	0.725	1.050
1.902	0.300	1.400	1.902	0.562	1.450	1.902	0.850	1.400
2.377	0.344	1.450	2.377	0.606	1.750	2.377	0.918	1.750
2.853	0.372	1.500	2.853	0.644	1.950	2.853	0.970	2.100
3.328	0.391	1.500	3.328	0.672	2.250	3.328	1.009	2.350
3.803	0.398	1.550	3.803	0.691	2.450	3.803	1.038	2.650
4.279	0.403	1.650	4.279	0.698	2.650	4.279	1.057	2.950
4.754	0.401	1.850	4.754	0.698	2.800	4.754	1.070	3.150
5.230	0.402	1.950	5.230	0.698	3.000	5.230	1.074	3.400
5.705	0.400	2.100	5.705	0.700	3.150	5.705	1.083	3.600
6.181	0.397	2.200	6.181	0.696	3.300	6.181	1.090	3.850
6.656	0.392	2.250	6.656	0.695	3.400	6.656	1.095	4.050
7.132	0.379	2.300	7.132	0.690	3.550	7.132	1.099	4.250
7.607	0.369	2.400	7.607	0.690	3.700	7.607	1.104	4.450
8.082	0.359	2.500	8.082	0.688	3.850	8.082	1.107	4.650
8.558	0.354	2.550	8.558	0.687	3.950	8.558	1.111	4.800
9.033	0.348	2.700	9.033	0.685	4.100	9.033	1.111	5.000
9.509	0.346	2.750	9.509	0.681	4.150	9.509	1.114	5.150
9.984	0.341	2.800	9.984	0.677	4.250	9.984	1.116	5.350
10.460	0.339	2.850	10.460	0.673	4.400	10.460	1.119	5.500
10.935	0.336	2.950	10.935	0.671	4.450	10.935	1.123	5.750
11.410	0.333	3.050	11.410	0.673	4.550	11.410	1.128	5.900
11.886	0.328	3.150	11.886	0.668	4.650	11.886	1.133	6.100
12.361	0.324	3.200	12.361	0.663	4.750	12.361	1.137	6.200
12.837	0.319	3.250	12.837	0.661	4.850	12.837	1.139	6.400
13.312	0.314	3.350	13.312	0.662	4.950	13.312	1.141	6.550
13.788	0.319	3.450	13.788	0.661	5.050	13.788	1.141	6.700
14.263	0.316	3.550	14.263	0.655	5.150	14.263	1.141	6.850
14.739	0.315	3.650	14.739	0.651	5.200	14.739	1.141	7.000
15.214	0.311	3.700	15.214	0.649	5.300	15.214	1.140	7.150
15.689	0.312	3.800	15.689	0.650	5.350	15.689	1.135	7.250
16.165	0.312	3.900	16.165	0.649	5.450	16.165	1.130	7.400
16.640	0.310	3.950	16.640	0.648	5.550	16.640	1.118	7.500
17.116	0.307	4.050	17.116	0.645	5.650	17.116	1.108	7.600
17.591	0.307	4.100	17.591	0.641	5.700	17.591	1.101	7.750
18.067	0.305	4.200	18.067	0.642	5.850	18.067	1.096	7.850
18.542	0.298	4.250	18.542	0.609	5.900	18.542	1.088	7.950

MSc. ING. Antonio Timana Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

ESFUERZO CORTANTE(Kg/Cm²) vs DEFORMACIÓN HORIZONTAL(%)



DEFORMACIÓN VERTICAL(Cm) vs DEFORMACION HORIZONTAL(%)

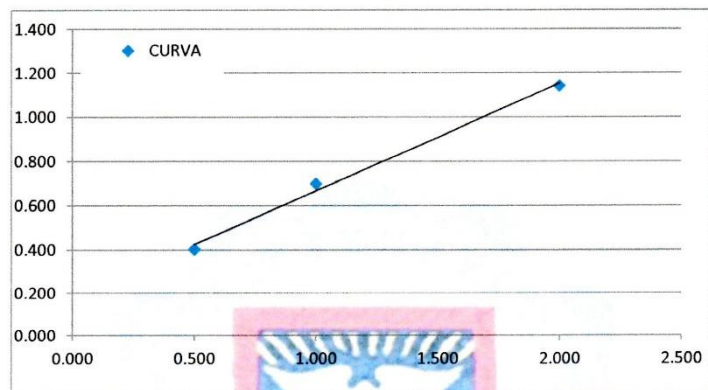


UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



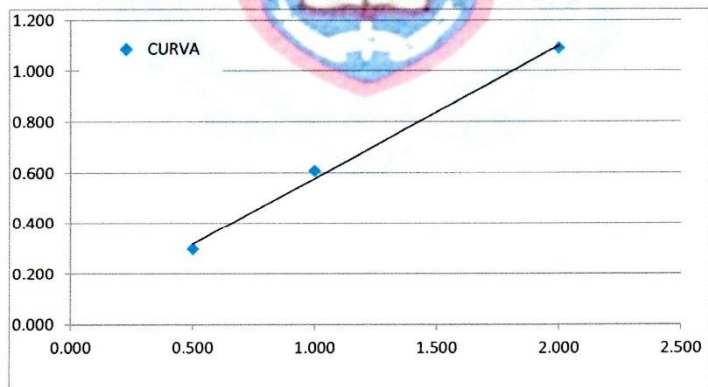
ENSAYO DE CORTE DIRECTO

ESFUERZO CORTANTE(Kg/Cm²) vs ESFUERZO NORMAL MÁXIMO(Kg/Cm²)



Angulo de Fricción (°)	26.878
Cohesión	0.152

ESFUERZO CORTANTE(Kg/Cm²) vs ESFUERZO NORMAL MÍNIMO(Kg/Cm²)



Angulo de Fricción (°)	27.484
Cohesión	0.030

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

MSc. ING. Antonio Timana Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



INFORME DE ENSAYO N°01-CAPACIDAD PORTANTE -2016 - LEM -FIC-UNP

PROYECTO	"ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERIA CONFINADA PARA EDIFICACIONES COMERCIALES DE 2 A 3 NIVELES EN LA CIUDAD DE PIURA"	
SOLICITANTE	TESISTA: RONY MEZONES LOPEZ.	
UBICACIÓN	: AA.HH LAS DALIAS MZ L LOTE 25 - DISTRITO 26 DE OCTUBRE.	FECHA DE INFORME:06/09/2016

CAPACIDAD DE CARGA Y PRESION ADMISIBLE

Calicata	C - 1 / M-1	Estructura	Vivienda
Nivel freatico	No hay	Tipo de cimentacion :	Zapata cuadrada

Profundidad de cimentacion Df (m)	Lado Promedio B (m)	Peso volumetrico γ (gr/cc)	Cohesion C (kg/cm2)	Angulo de friccion (φ)	N _c	N _q	N _γ	Qc (Ultima) (kg/cm2)	Pt (Admisible) (kg/cm2)
0.80	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.67	0.56
0.80	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.63	0.54
0.80	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.67	0.56
1.00	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.80	0.60
1.00	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.84	0.61
1.00	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.88	0.63
1.20	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.01	0.67
1.20	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.05	0.68
1.20	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.08	0.69
1.50	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.32	0.77
1.50	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.36	0.79
1.50	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.39	0.80
1.80	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.63	0.88
1.80	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.67	0.89
1.80	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.71	0.90

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



INFORME DE ENSAYO- 01-CAPACIDAD PORTANTE -2016 - LEM -FIC-UNP

PROYECTO	"ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERIA CONFINADA PARA EDIFICACIONES COMERCIALES DE 2 A 3 NIVELES EN LA CIUDAD DE PIURA"	
SOLICITANTE	TESISTA: RONY MEZONES LOPEZ.	
UBICACIÓN	: AA.HH LAS DALIAS MZ L LOTE 25 - DISTRITO 26 DE OCTUBRE.	FECHA DE INFORME:06/09/2016

CAPACIDAD DE CARGA Y PRESION ADMISIBLE

Calicata	: C - 1 / M-1	Estructura	: Vivienda
Nivel freático	: No hay	Tipo de cimentación	: Cimiento Continuo

Profundidad de cimentación Df (m)	Lado Promedio B (m)	Peso volumetrico γ (gr/cc)	Cohesion C (kg/cm2)	Angulo de fricción (φ)	N _c	N _q	N _γ	Qc (Ultima) (kg/cm2)	Pt (Admisible) (kg/cm2)
0.80	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.47	0.49
0.80	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.52	0.51
0.80	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.57	0.52
1.00	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.68	0.56
1.00	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.73	0.58
1.00	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.77	0.59
1.20	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.89	0.63
1.20	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.93	0.64
1.20	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.98	0.66
1.50	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.20	0.73
1.50	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.24	0.75
1.50	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.29	0.76
1.80	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.51	0.84
1.80	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.55	0.85
1.80	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.60	0.87

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
MSC. ING. Antonio Tinana Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



INFORME DE ENSAYO N°01-CAPACIDAD PORTANTE -2016 - LEM -FIC-UNP

PROYECTO	"ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERIA CONFINADA PARA EDIFICACIONES COMERCIALES DE 2 A 3 NIVELES EN LA CIUDAD DE PIURA"		
SOLICITANTE	TESISTA: RONY MEZONES LOPEZ.		
UBICACIÓN	: AA.HH LAS DALIAS MZ L LOTE 25 - DISTRITO 26 DE OCTUBRE.	FECHA DE INFORME:06/09/2016	

CAPACIDAD DE CARGA Y PRESION ADMISIBLE

Calicata	C - 1 / M-1	Estructura	Vivienda
Nivel freatico	No hay	Tipo de cimentacion :	Zapata cuadrada

Profundidad de cimentacion Df (m)	Lado Promedio B (m)	Peso volumetrico γ (gr/cc)	Cohesion C (kg/cm2)	Angulo de friccion (φ)	N _c	N _q	N _γ	Qc (Ultima) (kg/cm2)	Pt (Admisible) (kg/cm2)
0.80	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.67	0.56
0.80	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.63	0.54
0.80	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.67	0.56
1.00	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.80	0.60
1.00	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.84	0.61
1.00	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.88	0.63
1.20	0.60	0.000	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.80	0.60
1.20	0.80	0.000	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.84	0.61
1.20	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.88	0.63
1.50	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.32	0.77
1.50	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.36	0.79
1.50	1.00	0.000	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	0.66	0.22
1.80	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.63	0.88
1.80	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.67	0.89
1.80	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.71	0.90
2.50	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	3.43	1.14
2.50	1.20	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	3.47	1.16
2.50	1.50	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	3.52	1.17
3.00	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	3.95	1.32
3.00	1.20	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	3.98	1.33
3.00	1.50	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	4.01	1.35

MSc. ING. Antonio Timaná Piésta
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



INFORME DE ENSAYO- 01-CAPACIDAD PORTANTE -2016 - LEM -FIC-UNP

PROYECTO	"ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERIA CONFINADA PARA EDIFICACIONES COMERCIALES DE 2 A 3 NIVELES EN LA CIUDAD DE PIURA"	
SOLICITANTE	TESISTA: RONY MEZONES LOPEZ.	
UBICACIÓN	: AA.HH LAS DALIAS MZ L LOTE 25 - DISTRITO 26 DE OCTUBRE.	FECHA DE INFORME:06/09/2016

CAPACIDAD DE CARGA Y PRESION ADMISIBLE

Calicata	: C - 1 / M-1	Estructura	Vivienda
Nivel freático	: No hay	Tipo de cimentación	Cimiento Continuo

Profundidad de cimentación Df (m)	Lado Promedio B (m)	Peso volumetrico γ (gr/cc)	Cohesion C (kg/cm2)	Angulo de fricción (φ)	N _c	N _q	N _γ	Qc (Ultima) (kg/cm2)	Pt (Admisible) (kg/cm2)
0.80	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.47	0.49
0.80	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.52	0.51
0.80	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.57	0.52
1.00	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.68	0.56
1.00	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.73	0.58
1.00	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.77	0.59
1.20	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.89	0.63
1.20	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.93	0.64
1.20	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	1.98	0.66
1.50	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.20	0.73
1.50	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.24	0.75
1.50	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.29	0.76
1.80	0.60	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.51	0.84
1.80	0.80	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.55	0.85
1.80	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	2.60	0.87
2.50	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	3.32	1.11
2.50	1.20	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	3.37	1.12
2.50	1.50	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	3.44	1.15
3.00	1.00	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	3.84	1.28
3.00	1.20	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	3.89	1.30
3.00	1.50	1.543	0.03	27°	16.90	6.70	3.00	3.96	1.32

MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
Centro Productivo de Construcción y Consultoría
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

ANEXO 4: TABLA 1 Y TABLA 2





UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Centro Productivo de Construcción y Consultoría
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

INFORME DE ENSAYO N°-01- A.Q-2016 - LEM - FIC - UNP

PROYECTO	"ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERIA CONFINADA PARA EDIFICACIONES COMERCIALES DE 2 A 3 NIVELES EN LA CIUDAD DE PIURA"	
SOLICITA	RONY MEZONES LOPEZ.	FECHA DE INFORME: 06/09/2016

RESULTADOS DE ANALISIS QUIMICOS

UBICACIÓN : AA.HH LAS DALIAS MZ L LOTE 25 - DISTRITO 26 DE OCTUBRE.

CALICATA	MUESTRA / PROF	MATERIAL	% Cloruros (CL^-)	% Sulfatos ($SO_4^{=}$)
			Norma de ensayo	
			NTP 339.177	NTP 339.178
C - 1	M - 1 / 0.80- 2.60	FINO	0.019	0.012

Observacion: Ensayo efectuado al material en estado natural.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Centro Productivo de Construcción y Consultoría
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

INFORME DE ENSAYO N°01- TABLA 1 - 2016- LEM - FIC - UNP

PROYECTO	"ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERIA CONFINADA PARA EDIFICACIONES COMERCIALES DE 2 A 3 NIVELES EN LA CIUDAD DE PIURA"	
SOLICITA	TESISTA: RONY MEZONES LOPEZ.	FECHA DE MUESTREO: 06/09/2016

TABLA N°1
ELEMENTOS QUIMICOS NOCIVOS PARA LA CIMENTACION

	PRESENCIA EN EL SUELO DE:	p.p.m.	GRADO DE ALTERACION	OBSERVACIONES
*	SULFATOS	0-1000 1000-2000 2000-20.000 > 20.000	LEVE MODERADO SEVERO MUY SEVERO	OCASIONAN UN ATAQUE QUIMICO AL CONCRETO DE LA CIMENTACION
**	CLORUROS	> 6000	PERJUDICIAL	OCASIONA PROBLEMAS DE CORROSION DE ARMADURAS O ELEMENTOS METALICOS
**	SALES SOLUBLES TOTALES	> 15.000	PERJUDICIAL	OCASIONA PROBLEMAS DE PERDIDA DE RESISTENCIA MECANICA POR PROBLEMAS DE LIXIVIACION

* COMITÉ 318-83 ACI
** EXPERIENCIA EXISTENTE

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



INFORME DE ENSAYO N°02 - TABLA 2 - 2016 - LEM - FIC - UNP

PROYECTO	"ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERIA CONFINADA PARA EDIFICACIONES COMERCIALES DE 2 A 3 NIVELES EN LA CIUDAD DE PIURA"	
SOLICITA	TESISTA: RONY MEZONES LOPEZ.	FECHA DE MUESTREO: 06/09/2016

TABLA N°2
REQUISITOS PARA CONCRETO EXPUESTO A SOLUCIONES CON SULFATOS

TIPO DE EXPOSICION A LOS	SULFATOS SOLUBLES EN AGUA (SO ₄)	SULFATOS (SO ₄)	RECOMENDADO (CONCRETO NORMAL)	RELACION	f'c
SULFATOS	PRESENTES EN SUELOS (% EN PESO)	EN AGUA (p.p.m)		AGUA / CEMENTO	MINIMO (Kg/ cm²)
DESPRECIABLE	0 a 0.10	0 a 150			
MODERADA	0.10 a 0.20	150 a 1500	II, IP(MS), IS (MS), I(PM) (MS), I(SM) (MS)	0.50	280
SEVERA	0.20 a 2.00	1,500 a 10,000	V	0.45	315
MUY SEVERA	SOBRE 2.00	SOBRE 10,000	V + PUZOLANA	0.45	315

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

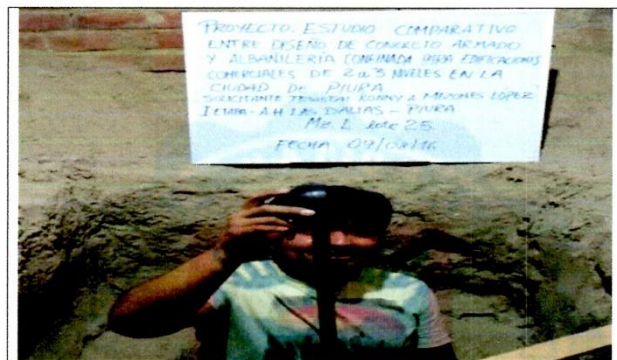
MSC. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES



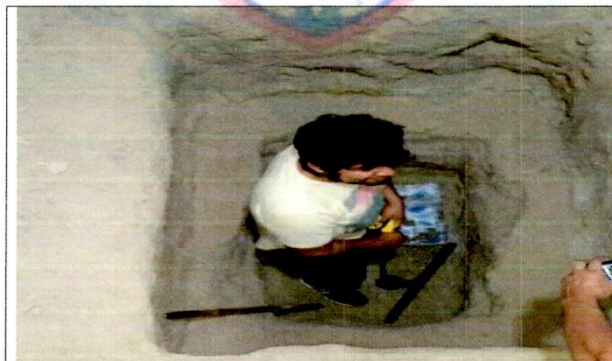
UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Centro Productivo de Construcción y Consultoría
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

PANEL FOTOGRAFICO





FOTOS: 01



FOTOS: 02

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

MSc. ING. Antonio Timaná Fiestas
JEFE
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES

RESUMEN DE METRADOS

Item	Descripción	Und.	Metrado
	CONCRETO ARMADO		
	COLUMNAS		
	CONCRETO EN COLUMNAS $f_c=250$ kg/cm ²	m3	10.20
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO COLUMNAS	m2	140.76
	ACERO CORRUGADO $FY= 4200$ kg/cm ² GRADO 60 PARA COLUMNAS	kg	1,708.78
	PLACAS		
	CONCRETO EN PLACAS $f_c=250$ kg/cm ²	m3	36.36
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PLACAS	m2	321.29
	ACERO CORRUGADO $FY= 4200$ kg/cm ² GRADO 60 PARA PLACAS	kg	3,046.73
	VIGAS		
	CONCRETO EN VIGAS $f_c=250$ kg/cm ²	m3	39.59
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO VIGAS	m2	232.76
	ACERO CORRUGADO $FY= 4200$ kg/cm ² GRADO 60 PARA VIGAS	kg	3,852.63
	LOSAS MACIZAS		
	CONCRETO EN LOSAS MACIZAS $f_c=250$ kg/cm ²	m3	41.98
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO LOSAS MACIZAS SEGUNDO NIVEL	m2	335.81
	ACERO CORRUGADO $FY= 4200$ kg/cm ² GRADO 60 PARA LOSA MACIZA	kg	3,061.33
	ALBAÑILERIA		
	COLUMNAS		
	CONCRETO EN COLUMNAS $f_c=210$ kg/cm ²	m3	20.31
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO COLUMNAS	m2	201.59
	ACERO CORRUGADO $FY= 4200$ kg/cm ² GRADO 60 PARA COLUMNAS	kg	3,088.62
	VIGAS		
	CONCRETO EN VIGAS $f_c=210$ kg/cm ²	m3	25.40
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO VIGAS	m2	134.97
	ACERO CORRUGADO $FY= 4200$ kg/cm ² GRADO 60 PARA VIGAS	kg	3,192.70
	LOSAS MACIZAS		
	CONCRETO EN LOSAS MACIZAS $f_c=210$ kg/cm ²	m3	48.42
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO LOSAS MACIZAS SEGUNDO NIVEL	m2	402.39
	ACERO CORRUGADO $FY= 4200$ kg/cm ² GRADO 60 PARA LOSA MACIZA	kg	3,534.11

PLANILLA DE METRADOS

Item		Cant.	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	Area (m2)	Volumen (m3)	Sub Total	Und.	Metrado
EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO										
01.00.00										
	COLUMNA									
	CONCRETO EN COLUMNAS $f_c=250$ kg/cm2									10.20
	DESCRIPCION									
	EJE F (4 COL)	4	0.3	0.3	8.9		3.204	3.20		
	EJE E (2 COL)	2	0.3	0.3	8.9		1.602	1.60		
	EJE D (3 COL)	3	0.3	0.3	8.9		2.403	2.40		
	EJE C (2 COL)	2	0.3	0.3	8.9		1.602	1.60		
	EJE B (1 COL)	1	0.3	0.3	8.9		0.801	0.80		
	EJE A (5COL)	5	0.15	0.25	3.15		0.59063	0.59		
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO COLUMNAS									140.76
	DESCRIPCION									
	EJE F (4 COL)	4	1.2		8.9		42.72	42.72		
	EJE E (2 COL)	2	1.2		8.9		21.36	21.36		
	EJE D (3 COL)	3	1.2		8.9		32.04	32.04		
	EJE C (2 COL)	2	1.2		8.9		21.36	21.36		
	EJE B (1 COL)	1	1.2		8.9		10.68	10.68		
	EJE A (5COL)	5	0.8		3.15		12.6	12.60		
	ACERO CORRUGADO $F_y= 4200$ kg/cm2 GRADO 60 PARA COLUMNAS									1,708.78
02.00.00										
	PLACAS									
	CONCRETO EN PLACAS $f_c=250$ kg/cm2									36.36
	DESCRIPCION									
	EJE G-G Y EJE B-B (2 C1 Y 1 P1)	2	2	0.3025	8.9		10.769	10.77		
		1	1.5	0.25	8.9		3.3375	3.34		
	ENTRE EJE E Y EJE F (PU)	1	1	1.75	8.9		15.575	15.58		
	EJE C (P2)	1	3	0.25	8.9		6.675	6.68		
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PLACAS									321.29
	DESCRIPCION									
	EJE G-G Y EJE B-B (2 C1 Y 1 P1)	2	2	2.9	8.9		103.24	103.24		
		1	1	3.5	8.9		31.15	31.15		
	ENTRE EJE E Y EJE F (PU)	1	1	14.5	8.9		129.05	129.05		
	EJE C (P2)	1	1	6.5	8.9		57.85	57.85		

	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 PARA PLACAS									3,046.73
03.00.00										
	VIGAS									
	CONCRETO EN VIGAS f _c =250 kg/cm2									39.59
	DESCRIPCION									
	EJE G-G, VP1 30X60	3	6.70	0.30	0.60		3.62	3.62		
	EJE F-F, VP130X60	3	7.00	0.30	0.60		3.78	3.78		
	EJE E-E, VP130X61	3	5.60	0.30	0.60		3.02	3.02		
	EJE D-D, VP130X62	3	7.30	0.30	0.60		3.94	3.94		
	EJE C-C, VP130X63	3	5.10	0.30	0.60		2.75	2.75		
	EJE B-B, VP130X64	3	7.30	0.30	0.60		3.94	3.94		
	EJE A-A, VP130X65	1	7.66	0.15	0.25		0.29	0.29		
	ENTRE EJE 5-5 ENTRE EJE 1-1									
	VS1 (0.25X0.30)	6	6.80	0.25	0.30		3.06	3.06		
	VS1 (0.25X0.30)	6	8.78	0.30	0.30		4.74	4.74		
	VS2 (0.15X0.25)	2	3.48	0.15	0.25		0.26	0.26		
	EJE 3-3 ENTRE EJE B Y D									
	VP01 (0.30X0.60)	3	7.40	0.30	0.60		4.00	4.00		
	EJE 3-3 ENTRE EJE D Y E									
	VP01 (0.30X0.60)	1	2.05	0.30	0.60		0.37	0.37		
	VS2 (0.15X0.25)	4	2.05	0.25	0.40		0.82	0.82		
	ENTRE EJE E Y F	6	0.95	0.25	0.40		0.57	0.57		
	ENTRE EJE F Y G	6	4.10	0.30	0.60		4.43	4.43		
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO VIGAS								m2	232.76
	DESCRIPCION									
	EJE G-G, VP1 30X60	3	6.70	1.30			26.13	26.13		
	EJE F-F, VP130X60	3	7.00	1.10			23.10	23.10		
	EJE E-E, VP130X61	3	5.60	1.10			18.48	18.48		
	EJE D-D, VP130X62	3	7.30	1.10			24.09	24.09		
	EJE C-C, VP130X63	3	5.10	1.10			16.83	16.83		
	EJE B-B, VP130X64	3	7.30	1.10			24.09	24.09		
	EJE A-A, VP130X65	1	7.66	0.50			3.83	3.83		
	ENTRE EJE 5-5 ENTRE EJE 1-1									
	VS1 (0.25X0.30)	3	6.80	0.65			13.26	13.26		
	VS1 (0.25X0.30)	3	8.78	0.70			18.44	18.44		
	VS2 (0.15X0.25)	1	3.48	0.50			1.74	1.74		
	EJE 3-3 ENTRE EJE B Y D									
	VP01 (0.30X0.60)	3	7.40	1.10			24.42	24.42		

	EJE 3-3 ENTRE EJE D Y E									
	VP01 (0.30X0.60)	1	2.05	1.10			2.26	2.26		
	VS2 (0.15X0.25)	4	2.05	0.65			5.33	5.33		
	ENTRE EJE E Y F	6	0.95	0.65			3.71	3.71		
	ENTRE EJE F Y G	6	4.10	1.10			27.06	27.06		
	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 PARA VIGAS								kg	3,852.63
04.00.00	LOSAS MACIZAS									
	CONCRETO EN LOSAS MACIZAS f _c =210 kg/cm2								m3	41.98
	LOSA ADICIONAL EN SEMISOTANO									
	1ER NIVEL, LOSA e=5cms	1.00	114.67	0.125		14.33		14.33		
	2do y 3erNIVEL, LOSA e=5cms	2.00	110.57	0.125		27.64		27.64		
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO LOSAS MACIZAS SEGUNDO NIVEL								m2	335.81
	LOSA ADICIONAL EN SEMISOTANO									
	1ER NIVEL, LOSA e=5cms	1.00	114.67					114.67		
	2do y 3erNIVEL, LOSA e=5cms	2.00	110.57					221.14		
	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 PARA LOSA MACIZA								kg	3,067.33
Item		Cant.	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	Area (m2)	Volumen (m3)	Sub Total	Und.	Metrado

EDIFICIO DE ALBAÑILERIA

01.00.00										
	COLUMNA									
	CONCRETO EN COLUMNAS f _c =250 kg/cm2									20.31
	DESCRIPCION									
	EJE A-A Y EJE B-B									
	2C4	4	0.25	0.25	8.9		2.225	2.23		
	2C5	4	0.25	0.25	8.9		2.225	2.23		
	EJE C-C				8.9					
	4C3	4	0.25	0.3	8.9		2.67	2.67		
	EJE D-D									
	2C1	2	0.15	0.35	8.9		0.9345	0.93		
	2C5	2	0.25	0.25	8.9		1.1125	1.11		
	C6	1	0.15	0.3	8.9		0.4005	0.40		

	ENTRE EJE E Y D									
	3C5	3	0.25	0.25	8.9		1.66875	1.67		
	EJE E									
	4C5	4	0.25	0.25	8.9		2.225	2.23		
	1C6	1	0.15	0.3	8.9		0.4005	0.40		
	EJE F									
	1C5	1	0.25	0.25	8.9		0.55625	0.56		
	1C2	1	0.15	0.2	8.9		0.267	0.27		
	EJE G									
	2C1	2	0.15	0.35	8.9		0.9345	0.93		
	1C3	1	0.25	0.3	8.9		0.6675	0.67		
	1C7	1	0.15	0.25	8.9		0.33375	0.33		
	PLACA	1	1.2	0.25	8.9		2.67	2.67		
	EJE H									
	1C1	1	0.15	0.35	8.9		0.46725	0.47		
	1C5	1	0.25	0.25	8.9		0.55625	0.56		
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO COLUMNAS									201.59
	DESCRIPCION									
	EJE A Y EJE B									
	2C4	4	1		8.9		35.6	35.60		
	2C5	4	0.85		8.9		30.26	30.26		
	EJE C				8.9					
	2C3	2	0.85		8.9		15.13	15.13		
	2C3	2	0.3		8.9		5.34	5.34		
	EJE D				8.9					
	1C5	1	0.75		8.9		6.675	6.68		
	1C1	1	0.2		8.9		1.78	1.78		
	1C1	1	0.85		8.9		7.565	7.57		
	1C5	1	0.6		8.9		5.34	5.34		
	1C6	1	0.15		8.9		1.335	1.34		
	ENTRE EJE E Y D				8.9					
	1C5	1	0.6		8.9		5.34	5.34		
	1C5	1	0.2		8.9		1.78	1.78		
	1C5	1	0.75		8.9		6.675	6.68		
	EJE E				8.9					
	3C5	3	0.75		8.9		20.025	20.03		
	1C5	1	0.2		8.9		1.78	1.78		
	EJE F				8.9					
	1C5	1	0.75		8.9		6.675	6.68		
	1C2	1	0.4		8.9		3.56	3.56		

	EJE G				8.9					
	1C1	1	0.2		8.9		1.78	1.78		
	PLACA	1	2.65		8.9		23.585	23.59		
	1C7	1	0.65		8.9		5.785	5.79		
	1C3	1	0.8		8.9		7.12	7.12		
	1C1	1	0.1		8.9		0.89	0.89		
	EJE H				8.9					
	1C1	1	0.1		8.9		0.89	0.89		
	1C5	1	0.75		8.9		6.675	6.68		
	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 PARA COLUMNAS									3,088.62
02.00.00										
	VIGAS									
	CONCRETO EN VIGAS f'c=250 kg/cm2									25.40
	DESCRIPCION									
	EJE B- EJE A ENTRE 1 Y 4	6	7.20	0.25	0.45		4.86	4.86		
	EJE C ENTRE 1 Y 4	3	7.00	0.25	0.30		1.58	1.58		
	EJE D ENTRE 1 Y 4	3	7.65	0.25	0.30		1.72	1.72		
	ENTRE EJE E Y D- 3 Y 4	3	4.05	0.25	0.30		0.91	0.91		
	EJE E ENTRE 1 Y 4	3	7.05	0.25	0.30		1.59	1.59		
	EJE G ENTRE 1 Y 4	3	6.24	0.25	0.30		1.40	1.40		
	EJE H ENTRE 3 Y 4	3	4.40	0.25	0.30		0.99	0.99		
	EJE 1 ENTRE G YA	3	16.06	0.25	0.20		2.41	2.41		
	EJE 1 Y EJE 2 ENTRE A Y B	3	3.67	0.15	0.20		0.33	0.33		
	EJE 3 ENTRE G Y C	3	9.07	0.25	0.20		1.36	1.36		
	EJE 3 ENTRE H Y G	3	4.53	0.25	0.60		2.04	2.04		
	EJE 3' ENTRE A Y B	3	5.20	0.25	0.60		2.34	2.34		
	EJE 3' ENTRE G Y E	3	3.19	0.25	0.20		0.48	0.48		
	EJE 3' ENTRE D Y C	3	2.38	0.25	0.20		0.36	0.36		
	EJE 4 ENTRE A Y H	3	20.25	0.25	0.20		3.04	3.04		
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS									134.97
	DESCRIPCION									
	EJE A ENTRE 1 Y 4	3	0.95	7.20			20.52	20.52		
	EJE B ENTRE 1 Y 4	3	0.75	7.20			16.20	16.20		
	EJE C ENTRE 1 Y 4	3	0.20	7.00			4.20	4.20		
		3	0.25	1.10			0.83	0.83		
	EJE D ENTRE 1 Y 4	3	0.20	7.65			4.59	4.59		
		3	0.25	1.10			0.83	0.83		
	ENTRE EJE E Y D- 3 Y 4	3	0.20	4.05			2.43	2.43		

		3	0.25	1.73			1.30	1.30		
	EJE E ENTRE 1 Y 4	3	0.20	7.05			4.23	4.23		
		3	3.82	0.25			2.87	2.87		
	EJE G ENTRE 1 Y 4	3	0.20	6.24			3.74	3.74		
		3	0.90	0.25			0.68	0.68		
		3	3.38	0.25			2.54	2.54		
	EJE H ENTRE 3 Y 4	3	0.40	6.24			7.49	7.49		
	EJE 1 ENTRE G YA	3	0.20	16.06			9.64	9.64		
	EJE 1 Y EJE 2 ENTRE A Y B	3	0.20	3.63			2.18	2.18		
	EJE 3 ENTRE G Y C	3	0.25	1.80			1.35	1.35		
	EJE 3 ENTRE H Y G	3	1.25	4.53			16.99	16.99		
	EJE 3' ENTRE A Y B	3	1.05	5.10			16.07	16.07		
	EJE 3' ENTRE G Y E	3	0.25	3.19			2.39	2.39		
	EJE 3' ENTRE D Y C	3	0.25	2.38			1.79	1.79		
	EJE 4 ENTRE A Y H	3	20.25	0.20			12.15	12.15		
	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 PARA VIGAS									3,192.70
03.00.00	LOSAS MACIZAS									
	CONCRETO EN LOSAS MACIZAS f _c =210 kg/cm2								m3	48.42
	LOSA DE e= 5 cms									
	ENTRE EJE A Y B	1.00	16.24	0.13		2.03				
		1.00	19.40	0.13		2.43				
		1.00	6.56	0.13		0.82				
	ENTRE B Y C	1.00	11.91	0.13		1.49				
	ENTRE C Y D	1.00	6.31	0.13		0.79				
		1.00	2.90	0.13		0.36				
		1.00	7.74	0.13		0.97				
	ENTRE D Y E	1.00	8.91	0.13		1.11				
		1.00	6.89	0.13		0.86				
		1.00	6.34	0.13		0.79				
	ENTRE EJE E, F Y G	1.00	24.48	0.13		3.06				
	ENTRE G Y H	1.00	19.48	0.13		2.44				
								17.15		
	DSCTOS									
	DUCTO ENTRE D Y E	2.00	5.36	0.05		0.54		0.54		
	VIGUETAS	4.00	3.35	0.015		0.20		0.20		
								-0.74		

	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO LOSAS MACIZAS SEGUNDO NIVEL								m2	402.39
	LOSA ADICIONAL EN SEMISOTANO									
	SUMATORIA DE LOSAS	1.00	411.50					411.50		
		-								
	DSCT	1.00	9.11					-9.11		
	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 PARA LOSA MACIZA								kg	3,534.11